

Alma Mater Studiorum Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA

MECCANICA DELLE STRUTTURE

Ciclo XXI

Settore scientifico disciplinare: ICAR 09

STRUTTURE A PARETI PORTANTI IN C. A. CARATTERIZZATE DA ELEVATE PRESTAZIONI SISMICHE

Presentata da: Dott. Ing. DANIELE MALAVOLTA

Coordinatore Dottorato

Prof. Ing. Erasmo Viola

Relatore:

Prof. Ing. Claudio Ceccoli

Correlatori:

Prof. Ing. Tomaso Trombetti

Dott. Ing. Stefano Silvestri

Dott. Ing. Giada Gasparini

Esame finale anno 2008

Comportamento sismico

Strutture a pareti portanti in conglomerato cementizio armato

Basse percentuali di armatura

Prove sperimentali

Indice

Capitolo 1

Introduzione.....	1
1.1 Background.....	1
1.2 Formulazione del problema (obiettivi della ricerca)	2
1.3 Il programma di ricerca	3
1.4 Organizzazione del testo.....	4
Bibliografia.....	6

PARTE I

Capitolo 2

Il sistema strutturale studiato e la progettazione sismica delle strutture in c.a.	9
2.1 La progettazione sismica delle strutture in c.a.: breve sintesi storica.....	10
2.1.1 Dalle origini agli anni '70	10
2.1.2 Dagli anni '70 agli anni '90.....	13
2.2 Strutture a pareti portanti in c.a.: recenti sviluppi nella ricerca scientifica internazionale.....	14
2.3 Obiettivi della ricerca	16

2.4	Criteri prestazionali per le strutture a pareti in c.a.	18
2.4.1	Capacity Design	18
2.4.2	Rottura duttile lato acciaio	20
2.4.3	Comportamento scatolare	21
	Bibliografia	23

Capitolo 3

Previsione analitica del comportamento meccanico delle pareti in c.a. studiate.....27

3.1	Determinazione della $\varepsilon_{su,m}$	28
3.2	Specializzazione delle formulazioni analitiche sulla base dei contributi scientifici disponibili in letteratura	31
3.2.1	Descrizione del problema	31
3.2.2	Analisi della sezione	34
3.2.3	Analisi dell'elemento	76
3.3	Formulazioni analitiche approssimate da utilizzare per scopi progettuali	89
3.3.1	La rigidezza del pannello	89
3.3.2	Determinazione della percentuale di armatura orizzontale ρ_o necessaria per escludere la rottura fragile a taglio	95
3.3.3	Determinazione delle condizioni per avere rottura duttile lato acciaio (criterio per discernere il tipo di rottura per pannelli ad armatura diffusa)	98
	Bibliografia	104

PARTE II

Capitolo 4

La campagna di prove sperimentali: obiettivi.....	107
4.1 La campagna di prove sperimentali effettuata.....	108
4.2 Gli elementi provati	109
4.3 Modalità di applicazione dei carichi orizzontali e verticali.....	112
Bibliografia.....	114

Capitolo 5

La campagna di prove sperimentali: il sistema costruttivo	115
5.1 Caratteristiche del sistema costruttivo.....	116
5.1.1 Caratteristiche generali.....	116
5.1.2 Il cassero	116
5.1.3 Caratteristiche geometriche del blocco singolo.....	117
5.1.4 Assemblaggio dei blocchi.....	118
5.1.5 Disposizione delle armature e dimensioni tipiche.....	121
5.1.6 Collegamento fra pannelli ortogonali (chiavi elastiche), le aperture (porte e finestre), collegamenti con le fondazioni e con i solai	123
5.2 Principio di equivalenza	129
5.2.1 Il principio di equivalenza per pannelli caricati nel piano.....	130
5.2.2 Il modulo di elasticità equivalente.....	132
5.2.3 Modalità di verifica dei parametri equivalenti	133
Bibliografia.....	134

Capitolo 6

La campagna di prove sperimentali: risultati ottenuti.....135

6.1	Gli elementi provati: caratteristiche geometriche	136
6.1.1	Gli elementi provati	136
6.1.2	Pannello tipo A: pannello pieno.....	137
6.1.3	Pannello tipo B: pannello forato	140
6.1.4	Pannello tipo C: struttura ad H.....	142
6.1.5	Pannello tipo D: elementi provati a taglio	145
6.1.7	Pannello tipo B* : pannello forato senza staffe orizzontali	146
6.2	Caratteristiche delle prove effettuate: i carichi applicati e le resistenze dei materiali di base	147
6.2.1	Prova n. 1: Pannello forato di tipo B*	151
6.2.2	Prova n. 2: Pannello forato di tipo B*	153
6.2.3	Prova n. 3: Pannello pieno di tipo A	154
6.2.4	Prova n. 4: Pannello pieno di tipo A	156
6.2.5	Prova n. 5: Pannello pieno di tipo A	157
6.2.6	Prova n. 6: Pannello pieno di tipo A	158
6.2.7	Prova n. 7: Pannelli provati a taglio di tipo D.....	159
6.2.8	Prova n. 8: Struttura ad H (tipologia C).....	161
6.2.9	Prova n. 9: Pannello pieno di tipo A	164
6.2.10	Prova n. 10: Pannello forato di tipo B.....	165
6.3	La strumentazione delle prove	166
6.3.1	Strumentazione delle prove: pannelli pieni di tipo A	166
6.3.2	Strumentazione delle prove: pannelli forati di tipo B e B*	168
6.3.3	Strumentazione delle prove: struttura a H (tipologia C)	169

6.3.4	Strumentazione delle prove: pannelli provati a taglio di tipo D.....	171
6.4	I risultati delle prove.....	172
6.4.1	Note introduttive.....	172
6.4.2	Prova n. 1.....	173
6.4.3	Prova n. 2.....	180
6.4.4	Prova n. 3.....	184
6.4.5	Prova n. 4.....	190
6.4.6	Prova n. 5.....	193
6.4.7	Prova n. 6.....	197
6.4.8	Prova n. 7.....	201
6.4.9	Prova n. 8.....	205
6.4.10	Prova n. 9.....	210
6.4.11	Prova n. 10.....	214
	Bibliografia.....	219

CAPITOLO 7

La campagna di prove sperimentali: confronto con le previsioni analitiche

	221
7.1	Note introduttive.....	222
7.2	La resistenza a Pressoflessione (nel piano)	223
7.2.1	Note introduttive.....	223
7.2.2	Prova n. 3 (N = 200 kN, pannello di tipo “A”).....	224
7.2.3	Prova n. 4 (N = 400 kN, pannello di tipo “A”).....	229
7.2.4	Prova n. 5 (N = 0, pannello di tipo “A”)	233
7.2.5	Prova n. 6 (N = 200 kN, pannello di tipo “A”).....	238

7.2.6	Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)	243
7.2.7	Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)	248
7.2.8	Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)	253
7.3	La resistenza a Taglio (nel piano)	259
7.3.1	Note introduttive	259
7.3.2	Prova n. 3 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)	260
7.3.3	Prova n. 4 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)	264
7.3.4	Prova n. 5 ($N = 0$, pannello di tipo “A”)	267
7.3.5	Prova n. 6 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)	270
7.3.6	Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)	274
7.3.7	Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)	278
7.3.8	Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)	281
7.4	La Deformabilità	284
7.4.1	Note introduttive	284
7.4.2	Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “A”	286
7.4.3	Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “B”	288
7.4.4	Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “C”	291
7.4.5	Prova n. 3 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)	295
7.4.6	Prova n. 4 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)	298
7.4.7	Prova n. 5 ($N = 0$, pannello di tipo “A”)	301
7.4.8	Prova n. 6 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)	304
7.4.9	Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)	307
7.4.10	Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)	310
7.4.11	Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)	313
7.5	La Duttilità Cinematica	317

7.5.1	Note introduttive.....	317
7.5.2	La previsione teorica della duttilità cinematica di setti continui assimilabili ai pannelli oggetto delle prove sperimentali.....	318
7.5.3	La valutazione della duttilità cinematica sperimentale.....	328
7.5.4	La valutazione della capacità duttile dei pannelli.....	335
7.6	Valutazione del Coefficiente di Smorzamento Equivalente.....	356
7.6.1	Note introduttive.....	356
7.6.2	Idealizzazione della capacità dissipativa di un sistema isteretico attraverso uno smorzamento viscoso equivalente	357
7.6.3	Le modalità di valutazione di ξ	358
7.6.4	La valutazione di ξ nelle singole prove effettuate	359
7.6.5	Sintesi dei risultati ottenuti.....	412
7.6.6	Conclusioni.....	414
7.7	I traversi orizzontali (lunette) presenti nei pannelli.....	415
7.7.1	Note introduttive.....	415
7.7.2	Previsione teorica della resistenza a taglio dei traversi orizzontali (lunette)	415
7.7.3	Valutazione sperimentale della resistenza a taglio dei traversi orizzontali (lunette)	416
7.7.4	Simulazione numerica della prova a taglio mediante un modello ad elementi finiti monodimensionali.....	419
7.7.5	Simulazione numerica della prova a taglio mediante un modello ad elementi finiti bidimensionali.....	422
7.8	Conclusioni.....	425
	Bibliografia.....	426

PARTE III

Capitolo 8

Indicazioni progettuali	429
8.1 Collocazione nell'ambito delle normative vigenti	430
8.1.1 Le strutture in conglomerato cementizio debolmente armato negli Eurocodici e nella normativa italiana	430
8.1.2 Proposta per la collocazione delle strutture studiate nell'ambito delle normative vigenti	431
8.2 Approcci impiegabili per la progettazione	434
8.2.1 Approccio 1: le pareti sono considerate accoppiate (i traversi sopra e sotto le aperture mantengono la loro resistenza sotto l'effetto dell'azione del sisma)	434
8.2.2 Approccio 2: le pareti sono considerate disaccoppiate (i traversi sopra e sotto le aperture hanno perso la loro capacità portante sotto l'effetto dell'azione del sisma)	436
8.3 Indicazioni progettuali di dettaglio	438
8.3.1 Applicazione del Capacity Design	438
8.3.2 Raggiungimento della rottura duttile lato acciaio	438
8.3.3 Comportamento scatolare	439
8.3.4 L'azione flettente fuori dal piano	439
8.3.5 Principio di equivalenza	441
Bibliografia	443

Capitolo 9

La metodologia *Direct-Displacement Based Design* applicata alle strutture a pareti portanti in c.a. studiate.....445

9.1	Note introduttive.....	445
9.2	Descrizione generale della struttura	446
9.3	Intensità sismica e criteri prestazionali di progetto	448
9.4	Schematizzazione in un sistema a un grado di libertà equivalente.....	449
9.5	Taglio totale alla base e resistenza di progetto delle cerniere plastiche	455
9.6	Osservazioni conclusive	460
	Bibliografia.....	461

Capitolo 10

Conclusioni.....463

10.1	Sintesi delle ricerche condotte.....	463
10.2	Sintesi dei risultati ottenuti.....	464
10.3.	Sviluppi futuri.....	466

Capitolo 1

Introduzione

Sommario

Questo capitolo introduce il lavoro di ricerca presentato nel corso della Tesi di Dottorato. Dopo un breve background storico (paragrafo 1.1), vengono identificati il “problem formulation” e gli obiettivi delle ricerche condotte (par. 1.2). Successivamente, viene descritto il programma di lavoro seguito allo scopo di ottenere gli obiettivi prefissati (par. 1.3). Infine, viene riportata l’organizzazione del testo, mediante la quale si è presentato il lavoro effettuato e si descrivono i risultati ottenuti.

Summary

This chapter introduces the research work presented in this Ph.D. Thesis. After a brief historical background (paragraph 1.1), the problem formulation and the objectives of the work are identified (par. 1.2). Then, the research program has been described (par. 1.3). Eventually, the text organization, that presents the research work and the results obtained, has been reported.

1.1 Background

Per quanto riguarda le costruzioni in conglomerato cementizio armato gettato in opera¹, i sistemi strutturali più comunemente utilizzati sono quelli a telaio (con trasmissione di momento flettente), a setti portanti o una combinazione di entrambi. A partire dagli anni '60, numerosissimi sono stati gli studi relativamente al comportamento sismico di strutture in c.a. a telaio.

Lo stesso si può affermare per le costruzioni costituite da pareti miste a telai. In particolare,

¹ Da ora in avanti, nel corso della presente Tesi, ci si riferirà al termine “conglomerato cementizio armato gettato in opera” utilizzando la più comune abbreviazione “c.a.”.

l'argomento della progettazione sismica di tali tipologie di edifici ha sempre riguardato soprattutto gli edifici alti nei quali, evidentemente, l'impiego delle pareti avveniva allo scopo di limitarne la elevata deformabilità [1].

Il comportamento sismico di strutture realizzate interamente a pareti portanti in c.a. è stato meno studiato negli anni, nonostante si sia osservato [2] che edifici realizzati mediante tali sistemi strutturali abbiano mostrato, in generale, pregevoli risorse di resistenza nei confronti di terremoti anche di elevata intensità.

Negli ultimi 10 anni, infine, l'ingegneria sismica si sta incentrando sull'approfondimento delle risorse di tipologie costruttive di cui si è sempre fatto largo uso in passato (tipicamente nei paesi dell'Europa continentale, in America latina, negli USA e anche in Italia), ma delle quali mancavano adeguate conoscenze scientifiche relativamente al loro comportamento in zona sismica. Tali tipologie riguardano sostanzialmente sistemi strutturali interamente costituiti da pareti portanti in c.a. per edifici di modesta altezza, usualmente utilizzati in un'edilizia caratterizzata da ridotti costi di realizzazione (fabbricati per abitazioni civili e/o uffici) [3].

1.2 Formulazione del problema (obiettivi della ricerca)

Obiettivo “generale” del lavoro di ricerca qui presentato è lo studio del comportamento sismico di strutture realizzate interamente a setti portanti in c.a. e di modesta altezza (edilizia caratterizzata da ridotti costi di realizzazione).

In particolare, le pareti che si intendono qui studiare sono caratterizzate da basse percentuali geometriche di armatura e sono realizzate secondo la tecnologia del cassero a perdere. A conoscenza dello scrivente, non sono mai stati realizzati, fino ad oggi, studi sperimentali ed analitici allo scopo di determinare il comportamento sismico di tali sistemi strutturali, mentre è ben noto il loro comportamento statico [4].

In dettaglio, questo lavoro di ricerca ha un duplice scopo:

- ottenere un sistema strutturale caratterizzato da elevate prestazioni sismiche;
-

- mettere a punto strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative e dunque immediatamente utilizzabili dai progettisti) per la progettazione sismica dei pannelli portanti in c.a. oggetto del presente studio.

1.3 Il programma di ricerca

Al fine di studiare il comportamento sismico e di individuare gli strumenti pratici per la progettazione, la ricerca è stata organizzata come segue:

- identificazione delle caratteristiche delle strutture studiate, per la ottimizzazione del loro comportamento dinamico;
- progettazione, supervisione, ed interpretazione di prove su pareti portanti in c.a. in vera grandezza al fine di verificarne l'efficace comportamento sotto carico ciclico;
- messa a punto di strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative) per la progettazione sismica di tali strutture.

In dettaglio, il lavoro svolto si articola come segue:

- **Parte prima:** sviluppo (messa a punto) di strumenti analitico – applicativi in grado di identificare:
 - a) i requisiti meccanici delle strutture studiate (e dei materiali che le costituiscono) necessari per imporre un meccanismo ottimizzato di “*collasso*” sotto azioni cicliche orizzontali nel piano (rottura di tipo duttile per “*strappamento*” delle barre di armatura e senza schiacciamento del calcestruzzo),
 - b) le capacità meccaniche (in termini di rigidità, resistenza e duttilità) di tali pareti in c.a. (caratterizzate da armatura diffusa e basse percentuali di armatura).
 - **Parte seconda:** progettazione e descrizione dei risultati di una estesa campagna di prove sperimentali eseguita su pareti portanti in scala reale in conglomerato cementizio debolmente armato gettato in opera. La sperimentazione, condotta presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo EUCENTRE di Pavia, è stata effettuata allo scopo di verificare il comportamento sotto carichi ciclici orizzontali
-

di tali strutture. A seguito della campagna sperimentale, si è eseguita l'interpretazione delle risultanze ottenute ed il necessario confronto con la loro controparte analitica.

- **Parte terza:** sviluppo di
 - a) semplici indicazioni (regole) progettuali relativamente alle strutture a pareti in c.a. studiate, al fine di ottenere le caratteristiche prestazionali desiderate,
 - b) un esempio applicativo di progettazione di una struttura a pareti in conglomerato cementizio debolmente armato con armatura longitudinale diffusa, mediante un approccio di tipo “*Displacement-Based Design*”.

I risultati delle prove sperimentali hanno mostrato di essere in accordo con le previsioni analitiche, a conferma della validità degli strumenti di predizione del comportamento di tali pannelli. Le elevatissime prestazioni riscontrate sia in termini di resistenza che in termini di duttilità hanno evidenziato come le strutture studiate, così messe a punto, abbiano manifestato un comportamento sismico più che soddisfacente.

1.4 Organizzazione del testo

Al fine di meglio illustrare la ricerca condotta, il testo è organizzato come segue:

La prima parte individua le caratteristiche che le strutture a pannelli portanti in c.a. devono possedere perchè si possa ottenere una progettazione “*ottimale*” dal punto di vista sismico (alta duttilità cinematica e rottura per “*strappamento*” dell'acciaio di armatura). Ciò è stato ottenuto attraverso un preliminare studio degli approcci progettuali impiegabili in questo campo proposti in letteratura (capitolo 2) e, stante i limitati riferimenti scientifici al proposito, mediante lo sviluppo (messa a punto) di specifiche formulazioni analitiche (capitolo 3). E' opportuno fare presente come le formulazioni analitiche sviluppate tengano in debito conto sia di contributi scientifici disponibili in letteratura, sia di esigenze – requisiti di normativa, sia di specifici sviluppi originali.

La seconda parte della Tesi è dedicata alla campagna di prove sviluppata, tesa alla valutazione del comportamento sismico delle strutture studiate (capitoli 4, 5, 6, e 7). In essa viene riportata la descrizione e l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali. Le

prove sono state eseguite su numerosi pannelli singoli (in scala 1:1, di dimensioni pari a 3.00 m per 3.00 m, sia a parete piena che dotati di aperture a simulazione di porte e finestre, variamente caricati con carichi assiali) e su una struttura a due piani con pianta ad H. L'interpretazione dei risultati comprende una descrizione degli stessi ed un confronto fra le evidenze sperimentali interpretate e le corrispondenti previsioni teoriche.

Nella terza parte della tesi, a valle del lavoro di messa a punto, previsione e validazione sperimentale del sistema strutturale, vengono fornite alcune indicazioni di natura strettamente progettuale relativamente alle strutture a pareti in c.a. studiate (capitolo 8). A seguito di ciò, il comportamento sismico di una semplice struttura a pannelli portanti in c.a. viene indagato utilizzando l'approccio progettuale attualmente più innovativo in ambito sismico: una progettazione sulla base degli spostamenti, "*Displacement-Based Design*" (capitolo 9). Anche i risultati ottenuti attraverso l'applicazione di questa metodologia progettuale (al momento non recepita a livello normativo) mostrano l'efficacia sismica degli elementi messi a punto e studiati.

Infine, nel capitolo 10 sono riassunti i risultati delle ricerche condotte e vengono discussi gli eventuali sviluppi futuri.

Bibliografia

- [1] Coull A., Stafford Smith B. “*Tall Buildings*”. The Proceedings of a Symposium on Tall Buildings with particular reference to Shear Wall Structures, Southampton, April 1966.
 - [2] Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breska Z. “*The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro*”, IKPIR Publication No. 19A, University of Ljubljana, 175 pp. 1981.
 - [3] Panagiotou M., Restrepo J. I., Conte J. P. and Englekirk R. E., “*Seismic Response of Reinforced Concrete Wall Buildings*”, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake engineering, Paper No. 1494, San Francisco, California, USA, April 18-22 2006.
 - [4] Ceccoli C., Dallavalle G., Mantovani L., Tullini N. “*Indagini sperimentali effettuate su pareti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*” Atti del XIII Congresso CTE, Pisa 9/11, Novembre 2000.
-

Parte I

Capitolo 2

Il sistema strutturale studiato e la progettazione sismica delle strutture in c.a.

Sommario

In questo capitolo vengono individuate le caratteristiche che le strutture a pareti portanti in c.a. devono possedere perché si possa ottenere una progettazione “ottimale” dal punto di vista sismico. Dapprima viene effettuata una breve sintesi storica dei principali argomenti di ricerca trattati nella letteratura scientifica internazionale relativamente allo studio del comportamento sismico di tali sistemi strutturali. Successivamente, con riferimento agli sviluppi della ricerca riscontrati nella letteratura scientifica più recente, si analizzano alcune particolari tipologie costruttive a pareti portanti in c.a. usualmente utilizzate in un’edilizia caratterizzata, allo stesso tempo, da ridotti costi di realizzazione e da elevate prestazioni sismiche (elevata duttilità cinematica e rottura per strappamento dell’acciaio di armatura). Nell’ultima parte, a partire da quanto precedentemente riportato, è riassunta una descrizione delle caratteristiche che tali sistemi costruttivi devono possedere perché possano essere garantiti tali livelli prestazionali.

Summary

This chapter identifies the features that r.c. walls structures should assure in order to obtain an “optimal” seismic design. At first, it has been performed a brief historical synthesis of main research works treated in the past with reference to the seismic behaviour of these structural systems. Then, from a review of the most recent research works, a well-defined constructive system, usually used for an economic housing and characterized, at the same time, by high seismic performances, has been analyzed. Eventually, a description of these features has been reported.

2.1 La progettazione sismica delle strutture in c.a.: breve sintesi storica

Questa sezione ripercorre brevemente, attraverso una approfondita ricerca bibliografica, i principali argomenti di ricerca affrontati dalla ricerca scientifica internazionale a partire dalla fine degli anni '50, con riferimento al comportamento sismico delle costruzioni in conglomerato cementizio armato gettato in opera (qui di seguito nominate attraverso l'abbreviazione “c.a.”).

2.1.1 Dalle origini agli anni '70

Per quanto riguarda le costruzioni in c.a., il funzionamento strutturale degli edifici costruiti nell'immediato dopoguerra, con riferimento alla resistenza ai carichi orizzontali, era essenzialmente del tipo a telaio rigido. La rigidità laterale del telaio dipendeva sostanzialmente dalla monolitica connessione fra travi e pilastri. I carichi orizzontali considerati erano costituiti prevalentemente dai carichi del vento. Variando gli effetti dei carichi orizzontali lungo l'altezza dell'edificio e diminuendo di intensità con l'altezza, le dimensioni delle membrature variavano corrispondentemente [1].

A partire dagli anni '60, numerosissimi sono stati gli studi relativamente al comportamento sismico di strutture in c.a. a telaio.

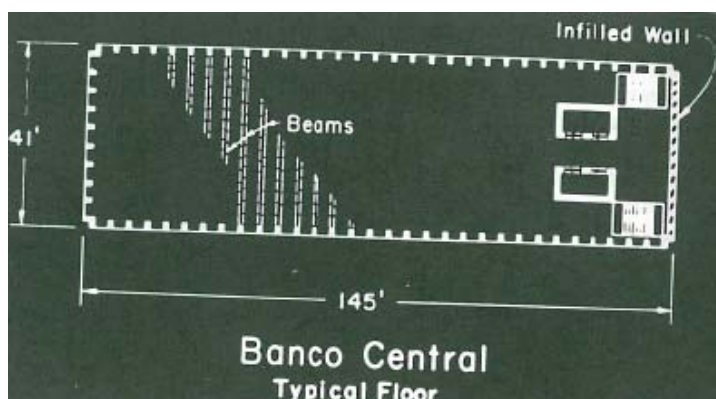
Osservando gli effetti dei terremoti avvenuti in quegli anni (San Francisco, 18-04-1906; Kanto, 1923; Santa Barbara, 1933; Long Beach, 10-03-1933; El Centro, 18-05-1940 [1]) e nei decenni immediatamente successivi (Caracas, 1967; San Fernando, 09-02-1971; Managua 23-12-1972, etc. [2]) si notò che edifici a telaio sottoposti alle azioni sismiche, pur esplicando un discreto comportamento duttile (evitando la perdita di vite umane e garantendo la successiva riparabilità) manifestavano una eccessiva deformabilità, provocando ingenti danni agli elementi non strutturali (e, conseguentemente danni economici rilevanti).

La figura 2.1 mostra un caso tipico, descritto da M. Fintel [2], osservato a Managua (Nicaragua) nel 1972. Gli edifici mostrati in figura, costruiti all'inizio degli anni '60, rappresentano due differenti sistemi strutturali, come di seguito descritto. Il fabbricato sulla sinistra, il “*Banco Central*”, 15 piani, era realizzato con struttura a telaio in calcestruzzo

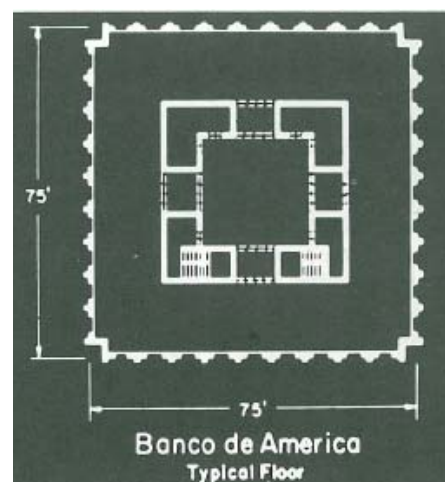
(come mostrato nella figura 2.2a). Quello sulla destra, il “*Banco de America*”, 18 piani, era costituito da un sistema misto a telaio – pareti in c.a. (figura 2.2b). Entrambi gli edifici, sottoposti alla medesima azione sismica, presentarono un comportamento completamente differente. Il “*Banco Central*”, a giudicare dai rilevanti danni riportati agli elementi non strutturali (“*the building was in shambles*”, come riporta M. Fintel [2]), fu sottoposto ad un violento scuotimento. Il telaio, tuttavia, mostrò danni strutturali limitati, facilmente riparabili. Nell’edificio del “*Banco de America*”, al contrario, non furono rilevati segni evidenti di alcuno scuotimento sismico. Le pareti in c.a. che costituivano il nucleo, disposto centralmente rispetto alla pianta dell’edificio (fig. 2.2b), consentirono di limitare la deformabilità e, conseguentemente, di proteggere gli elementi non strutturali. I limitati danni strutturali riportati furono riparati senza procedere ad alcuna evacuazione.



Figura 2.1: Terremoto di Managua, 1972. A sinistra il “*Banco Central*”, a destra, il “*Banco de America*”.



(a)



(b)

Figura 2.2: sistemi strutturali (a) del “*Banco Central*” e (b) del “*Banco de America*”.

Altri esempi rilevati in seguito agli eventi sismici sopra citati permisero, fra l'altro, di osservare alcuni cattivi comportamenti degli edifici a pareti in c.a., fra i quali [2,3]:

- a) effetti torsionali dovuti a irregolarità in pianta (si veda ad esempio la struttura del “Banco Central” mostrata nella figura 2.2a in cui, sul lato destro dell'edificio, si possono notare due piccoli nuclei in c.a. e, in aggiunta, una facciata interamente tamponata).
- b) meccanismi di rottura indesiderati dovuti a irregolarità lungo l'altezza (pareti interrotte);
- c) collegamenti di tipo fragile fra pareti accoppiate.

Imparando dall'esperienza acquisita, furono introdotti alcuni miglioramenti ai sistemi strutturali a telaio in c.a., introducendo le pareti allo scopo di aumentare la resistenza ai carichi orizzontali e di ridurre la deformabilità. Pertanto, in zone ad elevata sismicità, gli edifici multipiano a destinazione residenziale e uffici, dove considerevoli danni non strutturali potevano risultare in seguito a eccessivi spostamenti interpiano durante un terremoto, iniziarono ad essere costruiti mediante l'inserimento di pareti strutturali in c.a.

Per quanto riguarda il calcolo strutturale, data la loro elevata rigidezza rispetto a quella delle travi dei solai di piano, le pareti strutturali sono sempre state trattate, nei tempi recenti, come mensole verticali caratterizzate da sezioni trasversali di diversa forma: rettangolare, T, I, scatolare etc. Il moderno concetto di pareti progettate come mensole fu per la prima volta utilizzato nel 1948 per edifici, realizzati a New York e Chicago, progettati per resistere alle azioni del vento, allo scopo di aumentare la resistenza laterale dei telai. Negli anni '50, edifici composti da telai e pareti venivano studiati assegnando tutti i carichi orizzontali alle pareti. Ciò a causa della grande differenza in rigidezza tra pareti e telai. Tale inaccurata assunzione, se da un lato poteva risultare conservativa relativamente al calcolo delle sollecitazioni nelle pareti, poteva non esserlo affatto per quanto riguardava i telai (soprattutto nelle parti più alte della struttura). Procedure formali che studiavano l'interazione parete telaio furono allora introdotte nei primi anni '60 [2].

2.1.2 Dagli anni '70 agli anni '90

Lo sviluppo della ricerca a partire dagli anni '60 e '70 ha riguardato principalmente lo sviluppo di metodi di analisi strutturale orientati a risolvere problemi di calcolo come l'interazione fra sistemi pareti – telai, lo studio del comportamento di pareti accoppiate con collegamenti di tipo duttile e non (si veda, ad esempio, Pauley in [4] e [5]), il comportamento dinamico di edifici caratterizzati dalla presenza di pareti (nuclei) di forma asimmetrica o disposte in maniera da provocare considerevoli irregolarità in pianta [3, 6, 7].

Grande importanza è stata attribuita all'utilizzo di pareti in c.a. allo scopo di aumentare la resistenza ai carichi orizzontali e ridurre la deformabilità degli edifici più alti [2, 3, 8]. Come è ben noto, per quanto riguarda gli edifici alti, costituiti da strutture generalmente molto snelle e deformabili, difficilmente sono richiesti livelli di duttilità elevati (e, quindi, elevate plasticizzazioni degli elementi strutturali) sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Pertanto, le pareti vengono inserite nel sistema sismo-resistente essenzialmente allo scopo di fornire all'edificio un surplus di rigidezza (e non per aumentare la capacità duttile). Inoltre, a causa dell'elevato numero di piani, le pareti sono spesso soggette anche a considerevoli carichi gravitazionali. Come si può facilmente intuire, ne risulta una struttura costituita da telai preposti prevalentemente a sopportare carichi statici verticali, unitamente a robuste pareti deputate a resistere alla quasi totalità dei carichi sismici, in aggiunta ad una quota parte certamente non trascurabile dei carichi gravitazionali. Tali pareti, affinché possano esplicare le elevate resistenze flessionali richieste, sono generalmente caratterizzate da percentuali di armatura longitudinale considerevoli. Questo, unitamente agli elevati sforzi assiali ragionevolmente presenti, fa sì che la plasticizzazione alla base della mensola avvenga mediante un meccanismo di rottura prevalentemente di tipo flessionale, solitamente accompagnato dallo schiacciamento del calcestruzzo compresso e, quando ciò è possibile, dal contemporaneo snervamento dell'acciaio teso. Quindi, la rottura flessionale nella sezione di base è generalmente attesa in campo 3 o 4.

In seguito ad un'ampia ricerca bibliografica, certamente non esaustiva, riguardante la principale letteratura scientifica prodotta negli ultimi 50 anni relativamente allo studio del comportamento sismico di sistemi strutturali a pareti in c.a., si è potuto osservare come l'ambito maggiormente investigato sia stato l'approccio progettuale di edifici sismo-resistenti di una certa importanza, spesso caratterizzati da elevato numero di piani. In un tale contesto, è

comprensibile come i problemi indagati più frequentemente abbiano riguardato (riassumendo quanto sopra esposto):

- la messa a punto di dettagli costruttivi atti a garantire un adeguato confinamento del calcestruzzo compresso nelle zone critiche di pareti strutturali in c.a. [5, 9, 10],
- l'interazione fra sistemi pareti – telai [11, 12, 13, 14],
- lo studio del comportamento di pareti accoppiate con collegamenti di tipo duttile [4, 5, 10, 15, 16],
- la disposizione in pianta delle pareti allo scopo di minimizzare gli effetti torsionali dovuti all'intrinseca irregolarità del sistema sismo-resistente [3, 5, 6, 7, 10, 17].

2.2 Strutture a pareti portanti in c.a.: recenti sviluppi nella ricerca scientifica internazionale

Come descritto in breve nella sezione precedente, per quanto riguarda i sistemi costruttivi a pareti strutturali in c.a., la letteratura scientifica, nella storia relativamente recente dell'Ingegneria Sismica, si è incentrata soprattutto sullo studio finalizzato alla messa a punto di sistemi sismo-resistenti per edifici ad elevato numero di piani, costituiti solitamente da pareti e telai accoppiati [3, 12, 13, 14, 18, 19, 20].

Invece, il comportamento sismico di strutture realizzate interamente a pareti portanti in c.a. è stato meno studiato negli anni. In particolare, poco si è fatto per studiare il comportamento sismico di alcuni sistemi strutturali di fatto sempre utilizzati, come quelli per edifici di modesta altezza, usualmente impiegati in un'edilizia di tipo economico. Tali tipologie costruttive, in cui le strutture verticali sono costituite esclusivamente da pareti, presentano, rispetto ai sistemi a telaio, una quantità di calcestruzzo più elevata in rapporto ai carichi gravitazionali portati. Pertanto, sono comunemente caratterizzate da bassi tassi di lavoro a sforzo assiale del calcestruzzo. Inoltre, le pareti sono adeguatamente collegate fra loro costituendo un sistema cellulare o scatolare di muri strutturali, di limitata snellezza a causa del ridotto numero di piani. Questo comporta che le pareti, a causa della loro geometria (- i - ridotti rapporti fra altezza della parete ℓ e lunghezza della sezione trasversale h , - ii - natura scatolare del sistema):

- resistono prevalentemente nel piano;
- esplicano resistenze teoriche ai carichi orizzontali elevatissime; di conseguenza:
 - possono essere utilizzate ridotte percentuali di armatura longitudinale, ottenendo strutture realizzate in conglomerato cementizio debolmente armato, caratterizzate da un'armatura longitudinale diffusa.

Tutto ciò (come descritto in dettaglio nella sezione 2.4) permette di semplificare il procedimento costruttivo, standardizzando la produzione e ottenendo un conseguente risparmio economico, mantenendo allo stesso tempo livelli prestazionali (e quindi standards di sicurezza) certamente non inferiori a quelli espliciti dai sistemi sismo-resistenti “tradizionali”.

Fra i pochi contributi rilevati nella letteratura scientifica del passato riguardanti lo studio del comportamento sismico di strutture a pareti in c.a. con ridotti rapporti ℓ/h , è opportuno segnalare un articolo di *Barda et al* pubblicato su un numero dell'ACI journal del 1974 [21], relativo a una campagna di prove sperimentali effettuata su pannelli tozzi in c.a. (caratterizzati prevalentemente da un meccanismo di rottura di tipo tagliente). Tale ricerca si limita a evidenziare, come principale conclusione, la elevata sovrarresistenza manifestata dagli elementi provati, proponendo una relazione empirica per stimarne il taglio ultimo. Non vengono investigate, invece, le modalità di approccio progettuale relativamente ad un eventuale impiego di strutture appartenenti a tale tipologia per la realizzazione di edifici. Probabilmente, i primi ad affrontare in maniera esaustiva il problema del calcolo e della concezione strutturale di pareti tozze in c.a. sono *Pauley & Priestley* nel libro “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, pubblicato nel 1992 [10], insieme ad alcune altre pubblicazioni dello stesso periodo [5, 22, 23, 24].

Ad esclusione di questi e di pochi altri contributi, solamente in tempi recentissimi (tipicamente negli ultimi 10 anni), la ricerca si è focalizzata sullo studio del comportamento sismico di edifici a limitato numero di piani con struttura composta da sole pareti portanti in c.a. [25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36]. Tali studi hanno spesso riguardato l'esecuzione di prove sperimentali allo scopo di valutare il comportamento sismico di sistemi strutturali di cui si è sempre fatto largo uso in passato, ad esempio in Messico [25], nell'Europa continentale [26, 27], in Cile [28], ma anche negli USA [29] ed in Italia [30].

Talvolta, il comportamento osservato durante prove sperimentali o in seguito ad eventi sismici recenti ha portato ad effettuare valutazioni sullo stato dell'arte delle pratiche costruttive correnti e sulle prescrizioni normative vigenti [31, 32]. In un recente lavoro, *Panagiotou et al* [33] hanno osservato come, sebbene in seguito (i) all'esperienza acquisita nei terremoti della storia recente e (ii) alle indicazioni ottenute dalle nuove metodologie di progettazione basate sugli spostamenti (*displacement-based design methodologies*), risulterebbe molto attraente l'utilizzo dei sistemi sismo-resistenti a pareti in c.a., le elevate forze di progetto previste dalla attuale normativa statunitense rendono questo sistema resistente largamente antieconomico.

Fra l'altro, si è recentemente osservato come gli edifici costituiti da pannelli portanti in c.a. abbiano mostrato, in generale, pregevoli risorse di resistenza nei confronti di terremoti anche di elevata intensità (così come riportato da *Fajfar et al* in Montenegro [37] ed in Cile da *Wood* [38] e da *Wallace & Moehle* [39]). Analisi effettuate in seguito a tali eventi sismici [28, 38, 39] hanno poi indicato che in molti casi la sovrarresistenza manifestata da tali strutture ha permesso di limitare la richiesta di duttilità.

2.3 Obiettivi della ricerca

Nella sezione precedente si è mostrato come la ricerca scientifica internazionale negli ultimi anni si sia focalizzata sullo studio dei sistemi strutturali a pareti portanti in c.a. usualmente utilizzati in un'edilizia per edifici di modesta altezza (con destinazione di civile abitazione o uffici) caratterizzati da ridotti costi di realizzazione, mantenendo, allo stesso tempo, buoni standards prestazionali di sicurezza nei confronti dei carichi dinamici di tipo sismico.

Obiettivo “generale” del lavoro di ricerca qui presentato è lo studio del comportamento sismico di tale tipologia strutturale.

In particolare, le pareti che si intendono qui studiare sono caratterizzate da basse percentuali geometriche di armatura e sono realizzate secondo la tecnologia del cassero a perdere. A conoscenza dello scrivente, non sono mai stati realizzati, fino ad oggi, studi sperimentali ed analitici allo scopo di determinare il comportamento sismico di strutture a pareti portanti realizzate secondo la tecnologia del cassero a perdere, mentre è ben noto il loro

comportamento statico [40]. In dettaglio, mancano sufficienti evidenze sperimentali che descrivano il comportamento di tali strutture sotto l'effetto di carichi ciclici: duttilità, degrado della resistenza, smorzamento viscoso (dissipazione di energia), capacità di mantenere un'adeguata resistenza ai carichi verticali in seguito a pesanti danneggiamenti.

Come già riportato nel capitolo introduttivo di questa Tesi, questo lavoro di ricerca ha il duplice scopo di:

1. ottenere un sistema strutturale caratterizzato da elevate prestazioni sismiche (elevata duttilità cinematica e rottura per strappamento dell'acciaio di armatura);
2. mettere a punto strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative e dunque immediatamente utilizzabili dai progettisti) per la progettazione sismica dei pannelli portanti in c.a. oggetto del presente studio.

Per quanto riguarda il primo punto, nel paragrafo che segue verrà effettuata una prima identificazione delle caratteristiche che tali strutture devono possedere perché si possa ottenere un comportamento sismico "*ottimale*".

2.4 Criteri prestazionali per le strutture a pareti in c.a. studiate

In questo paragrafo vengono illustrati brevemente i principali criteri che è necessario considerare allo scopo di effettuare una corretta progettazione, dal punto di vista sismico, di un sistema strutturale a pareti portanti in c.a., con riferimento alla tipologia costruttiva studiata. Tali criteri di progettazione vengono di seguito descritti solamente a scopo introduttivo, dal momento che verranno affrontati più in dettaglio nel corso della presente Tesi di Dottorato, e possono essere raggruppati in tre gruppi:

- regole mirate a garantire la gerarchia delle resistenze (Capacity Design);
- principi indirizzati ad assicurare meccanismi di rottura di tipo duttile (con “*strappamento*” dell’acciaio di armatura);
- criteri volti a garantire un comportamento scatolare dell’organismo strutturale.

2.4.1 Capacity Design

Le procedure di Capacity Design vengono applicate a strutture duttili progettate per resistere a terremoti di elevata intensità. Tali principi, sono basati su un approccio razionale e relativamente semplice: nella struttura vengono prescelte alcune zone critiche delle membrature, usualmente chiamate *cerniere plastiche*, le quali vengono progettate per sviluppare una elevata dissipazione di energia in seguito a severe deformazioni inelastiche. In queste zone, nelle quali sono concentrate le plasticizzazioni, vengono previsti dettagli costruttivi tali da garantire un’azione flessionale inelastica e impedendo meccanismi di rottura indesiderati come quelli dovuti agli sforzi di taglio. Tutti gli altri elementi strutturali sono progettati per mantenere una resistenza superiore a quella relativa allo sviluppo di quella massima raggiungibile nelle cerniere plastiche (a tale proposito, si veda *Pauley & Priestley* [10], sezione 1.4).

Le procedure di Capacity Design sono definite dalle seguenti caratteristiche:

- Le regioni in cui si prevede la formazione di una possibile cerniera plastica vengono chiaramente definite. Esse sono progettate per sviluppare resistenze
-

flessionali più vicine possibile alla resistenza richiesta. Inoltre, in tali zone i dettagli costruttivi vengono curati al fine di garantire i livelli di duttilità previsti.

- I meccanismi di rottura indesiderati (come quelli dovuti al taglio, all'instabilità delle barre compresse o allo sfilamento di quelle tese) nelle membrature caratterizzate dalla presenza di cerniere plastiche, devono essere evitati garantendo che le resistenze necessarie ad attivare tali meccanismi sia maggiore alla capacità assegnata alle cerniere plastiche, tenendo conto della sovrarresistenza dei materiali.
- Le zone caratterizzate da potenziali meccanismi di rottura di tipo fragile devono essere "protette" garantendo che la loro resistenza risulti superiore a quella richiesta in seguito alla resistenza delle cerniere plastiche (tenendo conto anche della sovrarresistenza). Perciò queste zone verranno progettate per rimanere in campo elastico indipendentemente dall'intensità dell'azione sismica di progetto.

Con riferimento alle strutture a pareti portanti in c.a. oggetto del presente lavoro di ricerca, l'applicazione dei principi del Capacity Design è notevolmente semplificata, per le ragioni di seguito elencate: innanzitutto perché la posizione delle cerniere plastiche è facilmente determinabile, risultando alla base delle pareti (nell'ipotesi di considerare uno schema semplificato a mensola). Inoltre, dal momento che nelle cerniere plastiche di base il meccanismo di rottura imposto avviene lato acciaio con "*strappamento*" dell'acciaio teso (con le modalità descritte nella sezione 2.4.2 seguente), non è necessaria la realizzazione di dettagli costruttivi atti a garantire il confinamento del calcestruzzo, né ad evitare l'instabilità delle barre compresse.

Pertanto, l'applicazione dei suddetti principi si traduce, essenzialmente, nella cura dei seguenti aspetti:

- ***Nei confronti della resistenza al taglio (nel piano):*** il sistema costruttivo deve essere caratterizzato da elevate percentuali geometriche di armatura orizzontale al fine di prevenire crisi per taglio.
 - ***Nei confronti della resistenza delle connessioni (o chiavi elastiche):*** tutte le connessioni, sia tra pannelli ortogonali che tra pannelli e solaio, devono essere
-

dimensionate in modo tale da garantire il raggiungimento dello snervamento dei pannelli portanti prima di quello delle connessioni stesse.

2.4.2 Rottura duttile lato acciaio

Una volta che, applicati i principi del capacity design, ci si è assicurati di ottenere un meccanismo di rottura duttile (di natura flessionale), è necessario dimensionare gli elementi strutturali e le armature affinché si possano raggiungere le deformazioni sezionali (rotazioni plastiche) più elevate possibili. Tale obiettivo è tanto più soddisfatto quanto più il meccanismo di rottura sezionale è sbilanciato dal lato dell'acciaio. Per fare ciò, le normative generalmente impongono limitazioni al rapporto x/d vietando, di fatto, meccanismi di tipo fragile con rottura caratterizzata dallo schiacciamento del calcestruzzo compresso, consentendo invece quelle fino al campo 3 (rottura bilanciata).

Per garantire queste limitazioni, generalmente si opera in due direzioni: da un lato limitando la percentuale geometrica di armatura longitudinale, dall'altro mantenendo entro valori cautelativi il tasso di lavoro a sforzo assiale (per quanto riguarda le membrature pressoinflesse). Di grande importanza nel fornire un incremento alla resistenza e alla capacità di deformazione del calcestruzzo compresso, che produce di conseguenza un corrispondente incremento della resistenza e della capacità duttile della sezione, è il confinamento offerto dalla presenza di staffe raffittite nelle zone critiche in quanto, se la sezione è caratterizzata da rottura in campo 3, il calcestruzzo compresso raggiunge sempre la crisi per schiacciamento.

Tuttavia, per quanto riguarda le pareti in c.a. pressoinflesse, è possibile garantire una rottura spinta maggiormente dal lato dell'acciaio teso (in campo 2, quindi senza alcuno schiacciamento lato calcestruzzo compresso) ponendo ulteriori limitazioni alla tensione normale media σ di compressione dovuta ai carichi gravitazionali N . **Ciò può essere garantito**, fissata la lunghezza della parete (ovvero l'altezza h della sezione) e la quantità di armatura, **incrementando la quantità di calcestruzzo** (ovvero la base b della sezione), **ottenendo**, conseguentemente, **elementi caratterizzati da deboli percentuali geometriche di armatura**, generalmente realizzate utilizzando un'armatura diffusa (a passo e diametro costante).

Si tratta di limitazioni autoimposte (non provenienti da prescrizioni normative), allo scopo di garantire un comportamento duttile dei pannelli. Sono quindi limiti di gran lunga inferiori a quelli sopportabili dal materiale in condizioni statiche (anche tenendo conto dell'instabilità). In sostanza, soddisfacendo queste limitazioni autoimposte, si garantisce un comportamento duttile dei pannelli caratterizzato da una rottura flessionale con “*strappamento*” dell'acciaio teso.

È importante notare che, rispettando tale limitazione, la prescrizione di attuare un raffittimento delle staffe nelle zone critiche per garantire il confinamento del calcestruzzo, o per evitare l'instabilizzazione delle barre compresse, può non essere realizzata, in quanto non viene mai raggiunto il limite di schiacciamento del calcestruzzo. Pertanto, **diventa possibile adottare un'armatura della parete** (sia verticale che orizzontale) **disposta centralmente nella sezione trasversale**. In definitiva, si ottiene un sistema strutturale caratterizzato da una elevata capacità duttile e, al contempo, da un più ridotto costo di realizzazione, dovuto alla semplificazione dei dettagli costruttivi.

2.4.3 Comportamento scatolare

Nel caso in cui le pareti siano caratterizzate da un'armatura singola disposta centralmente nella sezione trasversale, è necessario considerare che tutte le azioni orizzontali siano sopportate attraverso azioni comprese nel piano dei muri stessi, in quanto la resistenza (e la rigidità) fuori dal piano di elementi così realizzati risulta considerevolmente ridotta.

Per garantire tale funzionamento, tutti i muri portanti devono essere adeguatamente collegati fra loro, allo scopo di ottenere una “struttura cellulare di muri strutturali” (“*cellular network of structural walls*”) capace di garantire un comportamento scatolare al sistema nel suo complesso.

Sinteticamente, vale il seguente processo logico:

1. si vuole ottenere un comportamento scatolare (cioè le forze d'inerzia orizzontali provocate dall'azione sismica e applicate in corrispondenza dei solai di piano, possono essere assorbite dalle pareti mediante le sole azioni agenti nel piano);
 2. per fare ciò le strutture portanti devono svilupparsi lungo due direzioni ortogonali;
-

3. quindi, è necessario che le pareti ortogonali e adiacenti siano adeguatamente collegate.
4. Tutte le connessioni (o chiavi elastiche), sia tra pannelli ortogonali che tra pannelli e solaio, vanno dimensionate in accordo con i principi di Capacity Design descritti nella sezione 2.4.1.

In questo capitolo si sono individuate le caratteristiche che le strutture a pannelli portanti in c.a. devono possedere perché si possa ottenere una progettazione “*ottimale*” dal punto di vista sismico (alta duttilità cinematica e rottura per strappamento dell’acciaio di armatura). Strutture così concepite, essendo caratterizzate da deboli percentuali di armatura e da ridotti carichi assiali (dovuti alle altezze modeste delle costruzioni comunemente realizzate), se “ben progettate”, manifestano meccanismi di rottura flessionale di tipo duttile con elevate escursioni in campo plastico lato acciaio teso (“*strappamento*”). Inoltre, diviene praticabile la possibilità di semplificare alcuni dettagli costruttivi, considerati irrinunciabili in zona sismica, ottenendo un risparmio economico nei tempi e nei costi di costruzione degli edifici realizzati mediante tali tipologie costruttive e mantenendo, allo stesso tempo, requisiti prestazionali analoghi, se non superiori, a quelli delle strutture in c.a. più “*tradizionali*” (a telaio o miste pareti – telai).

Bibliografia

- [1] Norris H. “*Structural Design for Dynamic Loads*”. London, McGraw-Hill, 1959.
 - [2] Fintel M., “*Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistory Buildings*” ACI journal Proceedings Volume 71, N. 6, pp. 296-305, June 1974.
 - [3] Coull A., Stafford Smith B. “*Tall Buildings*”. The Proceedings of a Symposium on Tall Buildings with particular reference to Shear Wall Structures, Southampton, April 1966.
 - [4] Paulay T., “*Ductility of Reinforced Concrete Shearwalls for Seismic Areas*”, ACI, Publication SP-53, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, pp. 127-147, 1977.
 - [5] Pauley T., “*The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance*”, Earthquake Spectra, Volume 2, No. 4, 1986.
 - [6] Weaver W., “*The buildings with shear cores, bracing and setbacks*”. Computers & Structures, Volume 1, pp. 57-83, August 1971.
 - [7] Swaddinwudhipong S., Balendra T., Quek S.T., Lee S.L., “*Computer program for the analysis of asymmetric frame-shear walls structures*”, Computer & Structures, Volume 22, Issue 3, pp. 343-362, 1986.
 - [8] ACI, Publication SP-53, “*Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*”, 1977.
 - [9] Park R., Pauley T., “*Strength and ductility of concrete substructures of bridges*”, Road Research Unit Bulletin 84 Volume 1 ISSN 0549-0030, 1990.
 - [10] Paulay T., Priestley M.J.N. “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, Wiley Interscience Press publication, John Wiley & Sons inc., 1992.
 - [11] Barber R.B., Blotter P.T., “*Component mode analysis of frames with shear walls*”, Computer & Structures, Volume 6, Issues 4-5, pp. 397-403, Aug-Oct 1976.
 - [12] Swaddinwudhipong S., Lim Y.B., Lee S.L., “*An efficient finite strip analysis of frame-shear wall tall building*”, Computer & Structures, Volume 29, Issue 6, pp. 1111-1118, 1988.
 - [13] Zeynep and Tezcan, “*Drift control and damage in Tall Buildings*”. Engineering & Structures, Volume 18, pp. 957-966, 1996.
 - [14] Nollat and Stafford Smith B., “*Stiffened-story Wall-Frame Tall Building Structure*”. Computers & Structures, Volume 66, pp. 225-240, 1998.
-

- [15] Elsied A., Ragab A., Emam H.M., “*Dynamic behavior of coupled shear wall through analytical models*”, Computer & Structures, Volume 35, Issue 2, pp. 183-187, 1990.
 - [16] Kwan A.K.H., “*Unification of existing frame analogies for coupled shear/core wall analysis*” Computer & Structures, Volume 51, Issue 4, pp. 393-401, 17 May 1994.
 - [17] Younes I., Syngellakis S., “*Transfer matrix for asymmetric frame-shear wall systems*”, Computer & Structures, Volume 43, Issue 6, pp. 1057-1065, 17 June 1992.
 - [18] Vulcano A., Bertero V. V., Coltoti V. “*Analytical Modeling of R/C structural walls*”, Proceedings of the Ninth WCEE, 6, Tokyo-Kyoto, Japan, pp. 41-46, 1988.
 - [19] Elnanshai A., Pilakoutas K., Ambraseys N., “*Experimental behaviour of reinforced concrete walls under earthquake loading*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 19, pp. 389-407, 1990.
 - [20] Chiou Y.J., Hisao F.P., Huang C.C., and Liou Y.W. “*Structural behaviour of reinforced concrete framed walls*”, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, paper n. 679, San Francisco, California, April 18-22 2006.
 - [21] Barda F., Hanson J.M. and Corley W.G., “*Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements*”, ACI, Publication SP-53, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, pp. 149-202, 1977.
 - [22] Hájek P., Frangopol D.M., “*Optimum design of shear-wall systems*”, Computer & Structures, Volume 38, Issue 2, pp. 171-184, 1991.
 - [23] Saka M.P., “*Optimum design of multi-storey structures with shear walls*”, Computer & Structures, Volume 44, Issue 4, pp. 925-936, 3 Aug 1992.
 - [24] Duffey T.A., Farrar C.R., EERI M. and Goldman A., “*Low-Rise Shear Wall Ultimate Drift Limits*”, Earthquake spectra, Volume 10, No. 4, 1994.
 - [25] Alcocer S.M., Sánchez-Alejandro A., Uribe R. and Ponce A., “*Behavior of concrete walls for economic housing*”, Proceedings of the the 8th U.S. National Conference on Earthquake engineering, Paper No. 1834, San Francisco, California, USA, April 18-22 2006.
 - [26] Ile N. and Reynouard J.M., “*Lightly Reinforced Walls Subjected to Seismic Excitations: Interpretation of CAMUS 2000-1 and 2000-2 Dynamic Tests*”, Journal of Earthquake Engineering, Volume 12, pp. 91-114, 2008.
-

- [27] Ile N., Nguyen X., Kotronis P., Mazars J. and Reynouard J. M., “*Shaking Table Tests of Lightly RC Walls: Numerical Simulations*”, Journal of Earthquake Engineering, Volume 12, pp. 849-878, 2008.
 - [28] Hidalgo P.A. , Ledezma C.A., Jordan R.M. “*Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls*”, Earthquake Spectra, Volume 18 No. 2, pp. 287-308, 2002.
 - [29] Chai Y.H., Anderson J.D., “*Seismic response of perforated lightweight aggregate concrete wall panels for low-rise modular classrooms*”, Engineering Structures, Volume 27, pp. 593-604, 2005.
 - [30] Gasparini G., Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. and Malavolta D. “*Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on R.C. panels made with wood-concrete caisson blocks*”, Proceedings of the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
 - [31] Salonikios T.N., “*Shear strength and deformation patterns of R/C walls with aspect ratio 1.0 and 1.5 designed to Eurocode 8 (EC8)*”, Engineering Structures, Volume 24, pp. 39-49, 2002.
 - [32] Sezen H., Whittaker A.S., Elwood K.J., Mosalam K.M., “*Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey*”, Engineering Structures, Volume 25, pp. 103-114, 2003.
 - [33] Panagiotou M., Restrepo J. I., Conte J. P. and Englekirk R. E., “*Seismic Response of Reinforced Concrete Wall Buildings*”, Proceedings of the the 8th U.S. National Conference on Earthquake engineering, Paper No. 1494, San Francisco, California, USA, April 18-22 2006.
 - [34] Greifenhagen C., Lestuzzi P., “*Static cyclic tests on reinforced concrete shear walls*”, Engineering Structures, Volume 27, pp. 1703-1712, 2005.
 - [35] Sanada Y. and Kabeyasawa T., “*Local force characteristics of reinforced concrete shear wall*”, Proceedings of the the 8th U.S. National Conference on Earthquake engineering, Paper No. 324, San Francisco, California, USA, April 18-22 2006.
 - [36] Effendy E., Liao W.I., Song G., Mo Y.L. and Loh C.H. “*Seismic behavior of low-rise shear walls with SMA bars*”, Earth & Space, 2006.
-

- [37] Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breska Z. “*The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro*”, IKPIR Publication No. 19A, University of Ljubljana, 175 pp. 1981.
 - [38] Wood S.L.. “*Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls*”, Earthquake Spectra Volume 7(4), pp. 607-637, 1991.
 - [39] Wallace J.W., Moehle J.P. “*Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 118(6), pp. 1625-1644, 1992.
 - [40] Ceccoli C., Dallavalle G., Mantovani L., Tullini N. “*Indagini sperimentali effettuate su pareti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*” Atti del XIII Congresso CTE, Pisa 9/11, Novembre 2000.
-

Capitolo 3

Previsione analitica del comportamento meccanico delle pareti in c.a. studiate

Sommario

Nei paragrafi seguenti verranno sviluppate le formulazioni analitiche necessarie per ottenere le caratteristiche di resistenza e quelle cinematiche delle strutture a pareti portanti in c.a. oggetto del presente lavoro di ricerca. Tali formulazioni si compongono di contributi scientifici originali appositamente sviluppati (sezione 3.1), di specializzazioni ottenute a partire da contributi scientifici disponibili in letteratura (sezione 3.2) e dalla identificazione di relazioni approssimate, rispondenti ad esigenze – requisiti di normativa, messe a punto per scopi essenzialmente progettuali (sezione 3.3).

Le formulazioni analitiche sviluppate, verranno utilizzate e validate nei capitoli successivi della Tesi.

Summary

In following sections, the analytical formulations in order to identify strength and cinematic behaviour of the structures object of the present research work, are developed. These formulations are composed of original scientific contributions appositely developed (section 3.1), of specializations obtained from contributions available in the scientific literature (section 3.2) and of the identification of approximate relationships, recommended for design purposes (section 3.3). Analytical formulations here developed will be used and validated in following chapters of the present thesis.

3.1 Determinazione della $\varepsilon_{su,m}$

Scopo della presente tesi di dottorato è la messa a punto di un sistema costruttivo composto da pareti in c.a. caratterizzate da rottura duttile di tipo flessionale con “strappamento” dell’acciaio teso. Nelle formulazioni analitiche, sviluppate nel seguito del presente capitolo, compare pertanto la dilatazione ultima dell’acciaio ε_{su} . In questo paragrafo ci si sofferma sul significato fisico di questa deformazione relativamente a barre di armatura annegate in uno spessore di calcestruzzo che, in condizioni ultime (a rottura), può risultare più o meno diffusamente fessurato.

Il valore di ε_{su} è quello corrispondente alla deformazione ultima che provoca la rottura della barra più esterna della sezione del pannello “ad armatura diffusa” (nei calcoli che seguiranno essa si è ipotizzata coincidente con la fibra più esterna di calcestruzzo teso e cioè si è trascurata la presenza del copriferro). Si consideri quindi la barra più esterna (quella soggetta a deformazione più elevata).

In condizioni ultime (a rottura), la situazione del sistema “barra-calcestruzzo che la ricopre” si potrebbe schematizzare come segue:

- il calcestruzzo è fessurato in modo discreto ovvero sono presenti fessure regolari ad una prefissata distanza che identificano conci di calcestruzzo integri (di ampiezza a);
 - non vale più la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo in modo continuo per ogni sezione trasversale del pannello: lungo la maggior parte dello sviluppo longitudinale della barra si ha scorrimento (slip) tra i due materiali e questo scorrimento è variabile da sezione a sezione raggiungendo il suo valore massimo in corrispondenza dell’apertura della fessura, mentre solo in alcuni punti (al centro dei conci di calcestruzzo integri) la perfetta aderenza si può considerare ancora valida in modo puntuale;
 - nell’apertura della fessura, la barra di armatura è libera di deformarsi in modo indipendente dal calcestruzzo e quindi raggiunge il suo valore massimo $\varepsilon_{su,max}$ di deformazione ultima;
 - tra una fessura e l’altra, il concio di calcestruzzo è sufficientemente integro per poter vincolare alla perfetta aderenza la barra di armatura in corrispondenza del centro del
-

concio, dove pertanto la barra di armatura assume un valore locale di deformazione pari al valore di deformazione massima a trazione (senza rottura) del calcestruzzo ε_{ct} ;

- si può poi ipotizzare che, nel tratto intermedio della barra di armatura compreso tra l'apertura della fessura ed il centro del concio di calcestruzzo integro, la deformazione della barra vari secondo una legge che può essere lineare, sinusoidale, esponenziale con cuspidi in corrispondenza del centro del concio;
- si deduce allora che lungo la barra d'armatura la deformazione varia con una legge periodica.

Per queste ragioni, come deformazione ultima ε_{su} , bisognerebbe considerare il valore medio $\varepsilon_{su,m}$ della deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura più esterna.

Il valore medio $\varepsilon_{su,m}$ può essere calcolato come la media dei valori assunti dalla deformazione della barra su una lunghezza di riferimento costituita da un singolo concio ed una singola fessura.

Si può scrivere, in generale, che:

$$\varepsilon_{su,m} = \kappa \cdot \varepsilon_{su,max} \quad (3.1)$$

cioè dal prodotto del valore massimo $\varepsilon_{su,max}$ della deformazione ultima (in corrispondenza dell'apertura della fessura) per un coefficiente riduttivo κ ("bond factor", fattore di aderenza) che dipende dallo specifico andamento della deformazione lungo lo sviluppo della barra, che, a sua volta, in generale dipende dal legame costitutivo dell'acciaio della barra (ed in particolare dallo strain hardening ratio del materiale), dal valore di ε_{su} raggiunto nella barra e dalla qualità dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Il Bachmann propone la seguente formula per la stima del fattore di aderenza κ :

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{su,m}}{\varepsilon_{su,max}} = \frac{2(1 + \varepsilon_{su,max}) \int_0^{a/2} \varepsilon_s(\zeta) d\zeta}{a \cdot \varepsilon_{su,max}} \quad (3.2)$$

(dove a è l'ampiezza del concio cioè la distanza tra due fessure, a meno dell'apertura della fessura) ed afferma che, in generale, può assumere valori compresi tra 0.1 ed 1.0:

$$\kappa = 0.1 \div 1.0 \quad (3.3)$$

In buona sostanza, si può comunque ragionevolmente assumere:

$$\kappa \cong 0.4 \quad (3.4)$$

e quindi:

$$\varepsilon_{su,m} \cong 0.4 \cdot \varepsilon_{su,max} \quad (3.5)$$

Per quanto riguarda poi specificatamente il valore massimo della deformazione ultima $\varepsilon_{su,max}$, in condizioni di carico ciclico (come può essere il caso di una prova ciclica pseudodinamica o il caso dell'azione sismica) si può assumere (Strom 2005 pag. 154) il 50% del valore massimo $\varepsilon_{su,prova \text{ di trazione monoassiale}}$ della deformazione ultima ottenuto da una prova di trazione monoassiale:

$$\varepsilon_{su,max} \cong 0.50 \cdot \varepsilon_{su,prova \text{ di trazione monoassiale}} \quad (3.6)$$

In definitiva, nelle formulazioni analitiche sviluppate nei paragrafi che seguono, come deformazione ultima ε_{su} non è corretto assumere il valore massimo ottenuto da una prova di trazione monoassiale $\varepsilon_{su,prova \text{ di trazione monoassiale}}$ (ad esempio: = 22%). Invece, è più corretto considerare il valore medio $\varepsilon_{su,m}$, fornito da:

$$\varepsilon_{su,m} = \kappa \cdot 0.50 \cdot \varepsilon_{su,prova \text{ di trazione monoassiale}} \quad (3.7)$$

(ad esempio: $\varepsilon_{su,m} \cong 0.4 \cdot 0.50 \cdot 0.22 = 0.044 = 4.4\%$).

3.2 Specializzazione delle formulazioni analitiche sulla base dei contributi scientifici disponibili in letteratura

In questa sezione vengono sviluppate le formulazioni analitiche necessarie per ottenere le caratteristiche di resistenza e quelle cinematiche di strutture a pannelli portanti in c.a. caratterizzate da una rottura di tipo flessionale con “strappamento” dell’acciaio in zona tesa. Il problema è suddiviso in due parti: analisi della sezione, in cui vengono determinate le caratteristiche di resistenza e deformazione di una sezione rettangolare in c.a. soggetta a pressoflessione; analisi dell’elemento in cui, con riferimento al caso fondamentale di una mensola in cemento armato, se ne determinano le caratteristiche meccaniche in termini di resistenza, rigidezza, deformabilità e duttilità cinematica.

3.2.1 Descrizione del problema

Si consideri un pannello in c.c.a. resistente alle azioni orizzontali. In generale, esso è caratterizzato da un legame costitutivo forza-spostamento sperimentale che si può idealizzare in un legame elasto-plastico come quello rappresentato in Fig. 3.1.

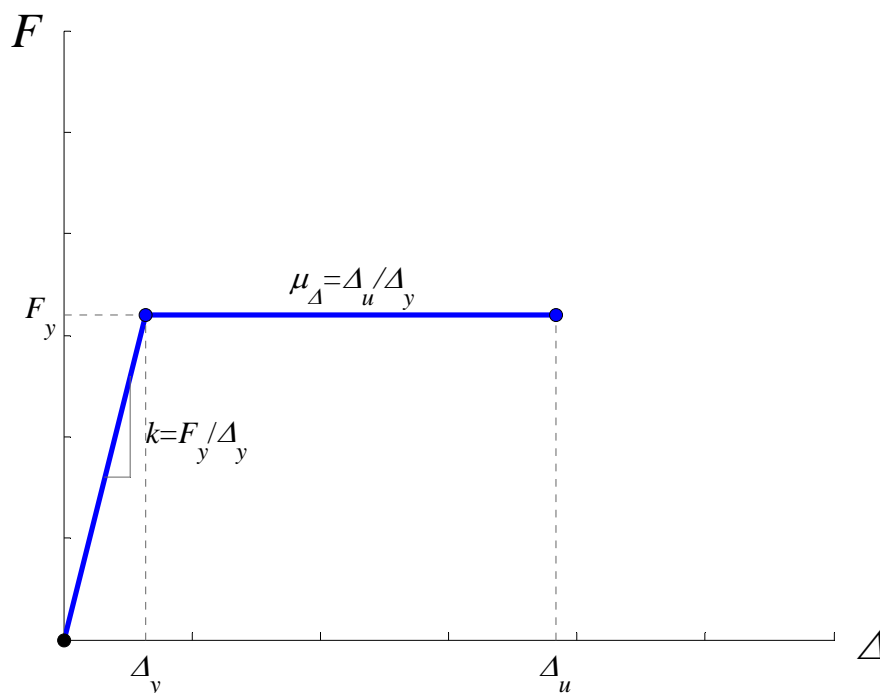


Figura 3.1 Legame costitutivo $F - \Delta$ elasto-plastico di un singolo pannello in c.c.a. resistente alle azioni orizzontali.

dove:

k = rigidezza (secante a snervamento) del pannello;

F_y = forza di snervamento del pannello;

Δ_y = spostamento allo snervamento del pannello;

Δ_u = spostamento ultimo del pannello;

μ_d = duttilità cinematica (in termini di spostamenti) del pannello.

Di questi cinque parametri, tre sono quelli indipendenti necessari per definire univocamente il comportamento sismico del singolo pannello. Comunemente si identificano come variabili indipendenti le tre grandezze seguenti (Paulay & Priestley 1992 pag. 10, Petrini, Pinho & Calvi 2004 pag. 50):

- rigidezza (secante a snervamento) = pendenza della risposta elastica idealizzata

$$k = \frac{F_y}{\Delta_y}, \text{ ovvero quella quantità che mette in relazione carichi e spostamenti}$$

dell'elemento strutturale in campo elastico lineare;

- resistenza (forza di snervamento) = massima forza F_y che l'elemento strutturale può sopportare rimanendo approssimativamente in campo elastico;

- capacità duttile dell'elemento = rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

Gli altri due parametri si possono poi esprimere in funzione di questi:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{k} \quad (3.8)$$

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_\Delta \quad (3.9)$$

L'obiettivo generale del lavoro descritto in questo capitolo consiste nella *previsione teorica del legame costitutivo forza-spostamento di pannelli in c.c.a.* (e quindi delle cinque grandezze: k , F_y , Δ_y , Δ_u e μ_Δ) caratterizzati da:

-
- un'armatura diffusa sia in orizzontale (ρ_o) che in verticale ($\rho = \rho_v$);
 - percentuale di armatura orizzontale (ρ_o) sufficientemente elevata al fine di evitare rotture per taglio del pannello;
 - percentuale di armatura verticale ($\rho = \rho_v$) e tassi di lavoro per carichi assiali (v) sufficientemente ridotti tali da indurre una rottura lato acciaio del pannello.

Nel seguito si farà riferimento a pannelli aventi queste caratteristiche specifiche come a “*pannelli ad armatura diffusa*”.

Ai fini della previsione teorica del legame costitutivo di pannelli aventi queste caratteristiche risulta conveniente (a differenza di quanto comunemente fatto in letteratura e richiamato nella sezione precedente) considerare come variabili indipendenti le tre grandezze seguenti:

- *resistenza* = forza di snervamento del pannello F_y ;
- *spostamento allo snervamento* Δ_y ;
- *capacità duttile* dell'elemento = rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

Pertanto i singoli obiettivi specifici consistono nella previsione teorica delle tre grandezze: F_y , Δ_y e μ_Δ . Le altre due grandezze si possono poi esprimere in funzione di questi come:

$$k = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (3.10)$$

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_\Delta \quad (3.11)$$

3.2.2 Analisi della sezione

Al fine di determinare le proprietà strutturali di pannelli ad armatura diffusa caratterizzati da una rottura duttile lato acciaio, risulta dapprima necessario analizzare il comportamento a livello di sezione. Nei paragrafi che seguono, si fa riferimento anche al caso particolare di pannelli ad armatura diffusa e con armature aggiuntive concentrate agli estremi.

3.2.2.1 Ipotesi per la modellazione

Nel caso di situazioni progettuali sismiche, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime delle sezioni di pannelli in c.c.a. nei confronti di sollecitazioni di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla (condizioni fessurate);
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- legami costitutivi convenzionali sia per il calcestruzzo (diagramma parabola-rettangolo con tensione massima del calcestruzzo compresso pari a f_c , deformazione del calcestruzzo compresso al primo raggiungimento della tensione massima pari a $\varepsilon_{c2} = 2 \text{‰}$ e deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰}$, non tenendo conto del confinamento) che per l'acciaio (diagramma elasto-plastico di Prandtl con tensione di snervamento pari a f_y , modulo elastico pari ad E_s , deformazione di snervamento pari a $\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s}$ e deformazione massima della armatura tesa pari a $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{su,m}$).

Si noti come, nel caso di situazioni progettuali sismiche, a differenza di quanto assunto comunemente in situazioni progettuali persistenti (sola presenza di carichi statici), per tenere conto dei diversi obiettivi prestazionali, la deformazione massima (ultima) ε_{su} della armatura tesa non è pari al 10‰ , bensì è pari ad un valore medio $\varepsilon_{su,m}$ della deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura che deve essere calcolato tenendo conto di diversi fattori tra cui il tension-stiffening dovuto allo spessore di calcestruzzo che ricopre la barra, il

caricamento di tipo ciclico e leggi di aderenza tra acciaio e calcestruzzo di tipo convenzionale per considerare lo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo all'interno di un concio tra una fessura e l'altra. Maggiori dettagli a tal proposito sono forniti nella sezione 3.1, dove vengono inoltre sviluppati criteri ad hoc per la valutazione del valore medio $\varepsilon_{su,m}$ della deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura, dal momento che, in letteratura, le analisi specifiche relative a ε_{su} sono abbastanza scarse. Infatti, nella maggior parte delle strutture a pannelli in c.c.a. comunemente studiate in letteratura (Paulay & Priestley 1992), la rottura avviene lato calcestruzzo, per cui si trovano solamente numerosi riferimenti bibliografici relativi alla valutazione di ε_{cu} .

3.2.2.2 Stati di deformazione della sezione corrispondenti a stati di sollecitazione di sforzo normale e flessione (stati che danno luogo a tensioni normali)

Il diagramma dei campi di rottura per una sezione di calcestruzzo armato soggetta a sforzo normale e flessione rappresenta tutte le possibili configurazioni di deformazioni a rottura della sezione. Lo studio della sezione, condotto a partire dal diagramma dei campi di rottura consente di identificare il tipo di rottura della sezione ed i valori ultimi di sforzo normale e momento flettente.

In virtù delle specificità dei pannelli in c.c.a. ad armatura diffusa considerati e delle ipotesi elencate nel paragrafo precedente, risulta necessario “rivedere” ed “adattare” i campi di rottura tradizionali (vedi Figura 3.2).

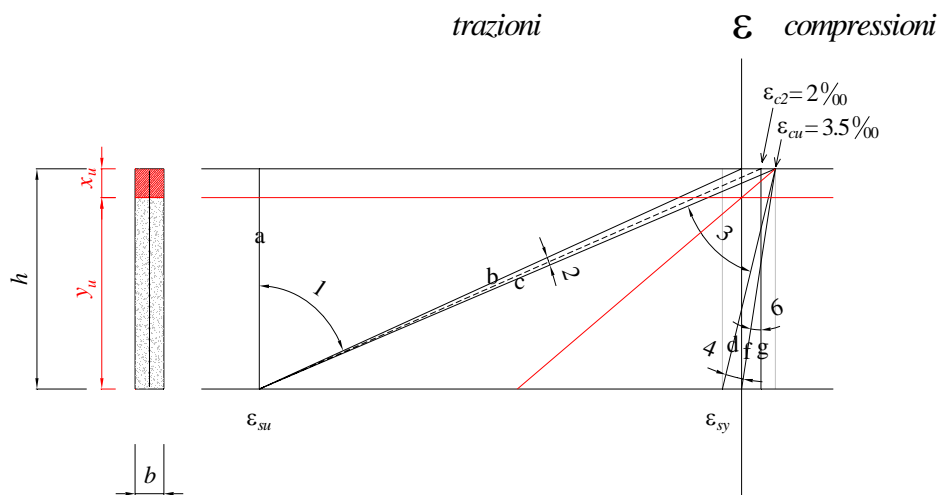


Figura 3.2 Diagramma dei campi di rottura nel caso di pannelli ad armatura diffusa per situazioni progettuali sismiche e generica configurazione di rottura (in rosso) con indicazione della posizione dell'asse neutro in condizioni ultime (x_u ed y_u). Si noti che in generale: $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{su,m} \cong 50 \text{‰}$ e $\varepsilon_{sy} \cong 1 \text{‰}$.

Con riferimento alla Fig. 3.2, nel caso di pannelli ad armatura diffusa per situazioni progettuali sismiche, è possibile identificare i seguenti campi di rottura:

- CAMPO 1 (tra rette “a” e “b”): sezione interamente tesa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di trazione semplice o composta. La rottura di tipo duttile avviene per eccessiva deformazione dell'acciaio;
- CAMPO 2 (tra rette “b” e “c”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. La rottura della sezione è di tipo duttile per eccesso di deformazione dell'acciaio, quando il calcestruzzo non ha ancora raggiunto il suo valore di deformazione ultima. All'interno del campo 2 è possibile distinguere i campi 2a e 2b in funzione del valore di deformazione massima raggiunta dal calcestruzzo:
 - CAMPO 2a: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c,max} < \varepsilon_{c2} = 2 \text{‰}$ e si presenta quindi ancora sufficientemente riposato; in questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di tipo triangolare;
 - CAMPO 2b: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c2} = 2 \text{‰} \leq \varepsilon_{c,max} \leq \varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰}$ e incomincia ad essere più sollecitato; in questo

campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;

- CAMPO 3 (tra rette “c” e “d”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. La rottura della sezione è di tipo fragile per eccesso di deformazione nel calcestruzzo compresso, ma avviene solo dopo che l’acciaio teso si è snervato che fornisce in tal modo un preavviso. In questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;
- CAMPO 4 (tra rette “d” ed “f”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. Il calcestruzzo si schiaccia quando l’armatura tesa è ancora in campo elastico (il calcestruzzo è pienamente utilizzato, l’acciaio è poco sfruttato) e pertanto la rottura della sezione è di tipo fragile per eccesso di deformazione del calcestruzzo e senza alcun preavviso. In questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;
- CAMPO 6 (tra rette “f” e “g”): sezione interamente compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di pressoflessione con piccole eccentricità o compressione semplice. L’asse neutro cade fuori dalla sezione e la rottura di tipo fragile avviene per schiacciamento del calcestruzzo.

Si noti come, a differenza delle sezioni in c.a. caratterizzate da armatura concentrata, il CAMPO 5 venga a mancare (la retta “e” viene a coincidere con la retta “f”), o meglio ad essere inglobato nel CAMPO 4.

Questi campi di rottura sono identificabili valutando la posizione dell’asse neutro.

In questo lavoro di ricerca, in virtù delle specificità dei pannelli in c.c.a. ad armatura diffusa considerati, si identifica la posizione dell’asse neutro come distanza y dell’asse neutro dalla fibra esterna più tesa di calcestruzzo teso. Essa è legata alla definizione classica della posizione dell’asse neutro come distanza x dell’asse neutro dalla fibra esterna più compressa di calcestruzzo mediante la formula seguente:

$$y = h - x \quad (3.12)$$

dove h rappresenta l'altezza della sezione rettangolare.

In condizioni ultime (a rottura), con ovvio significato dei simboli, si usa la notazione seguente con il pedice u :

$$y_u = h - x_u \quad (3.13)$$

Una volta nota la distanza y_u , i campi di rottura sono identificabili come segue:

CAMPO 1: $\frac{y_u}{h} \geq 1$

CAMPO 2: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq 1$

CAMPO 2a: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c2}} \leq \frac{y_u}{h} \leq 1$

CAMPO 2b: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c2}}$

CAMPO 3: $\frac{\varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}}$

CAMPO 4: $0 \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}$

CAMPO 6: $\frac{y_u}{h} \leq 0$

3.2.2.3 Trattazione “al continuo” della “armatura diffusa” verticale

Si consideri una sezione in c.c.a. di forma rettangolare $b \times h$ caratterizzata da una serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro (sezione ad armatura diffusa), come quella rappresentata in Fig. 3.3.

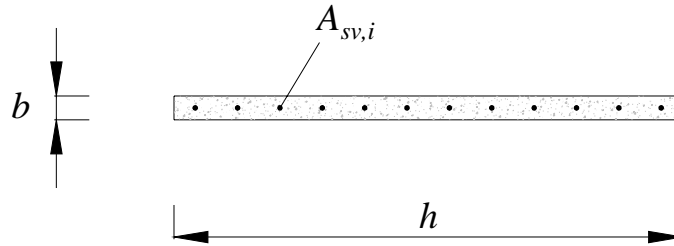


Figura 3.3 Sezione in c.c.a. di forma rettangolare $b \times h$ caratterizzata da una serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro (sezione ad armatura diffusa).

Possiamo assimilare la serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro ad un'*armatura diffusa* lungo l'altezza h della sezione (trattazione al continuo di una grandezza discreta), introducendo la *percentuale geometrica di armatura* ρ come segue:

$$\rho = \frac{A_{sv,tot}}{b \cdot h} \quad (3.14)$$

dove:

$$A_{sv,tot} = \sum_{i=1}^{n_{barre}} A_{sv,i} = n_{barre} \cdot A_{sv,i} \quad (3.15)$$

rappresenta l'area totale di armatura longitudinale della sezione (verticale per un pannello soggetto a forza orizzontale) data dalla somma delle aree delle n_{barre} singole barre $A_{sv,i}$.

Sostituendo la (3.15) nella (3.14) si ottiene:

$$\rho = \frac{n_{barre} \cdot A_{sv,i}}{b \cdot h} \quad (3.16)$$

ed indicando con

$$\Delta h = \frac{h}{n_{barre}} \quad (3.17)$$

si ha:

$$\rho = \frac{A_{sv,i}}{b \cdot \Delta h} \quad (3.18)$$

e quindi:

$$A_{sv,i} = \rho \cdot b \cdot \Delta h \quad (3.19)$$

Pertanto, considerando un tratto Δh infinitesimo ($\Delta h \rightarrow dh$), si ottiene la “formulazione al continuo” seguente per l’area di armatura diffusa verticale:

$$dA_{sv} = \rho \cdot b \cdot dh \quad (3.20)$$

NOTA: Questa formulazione, così come gli sviluppi analitici presentati nel seguito per la determinazione della posizione dell’asse neutro, delle curvature e dei domini di resistenza, rappresentano un contributo scientifico autonomo, dal momento che in letteratura le sezioni in c.a. con armatura diffusa non sono mai state trattate nel dettaglio, ma sinora si trovano solamente formulazioni analitiche relative ad armature concentrate.

3.2.2.4 Determinazione della posizione dell’asse neutro

In questo capitolo, si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione della posizione dell’asse neutro (identificata come distanza y) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da una distribuzione uniforme di barre di armatura (tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro) lungo l’altezza h della sezione:

- *in condizioni di “primo snervamento”*, indicando, in tal caso, la posizione dell’asse neutro con la notazione y_{y1} ;
- *in condizioni di “snervamento sostanziale”*, indicando, in tal caso, la posizione dell’asse neutro con la notazione y_{ys} ;
- *in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block* per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, la posizione dell’asse neutro con la notazione $y_{u, sb}$;
- *in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare* per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c, \max} < \varepsilon_{c2} = 2^0 /_{00}$), indicando, in tal caso, la posizione dell’asse neutro con la notazione $y_{u, tr}$.

In tutti gli sviluppi analitici seguenti si trascura il contributo dell’acciaio compresso.

Determinazione della posizione dell'asse neutro y_{y1} in condizioni di “primo snervamento”:

La posizione dell'asse neutro y_{y1} può essere calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiunge il primo snervamento delle armature poste sulla fibra più esterna della sezione:

$$R_c - R_s = N \quad (3.21)$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

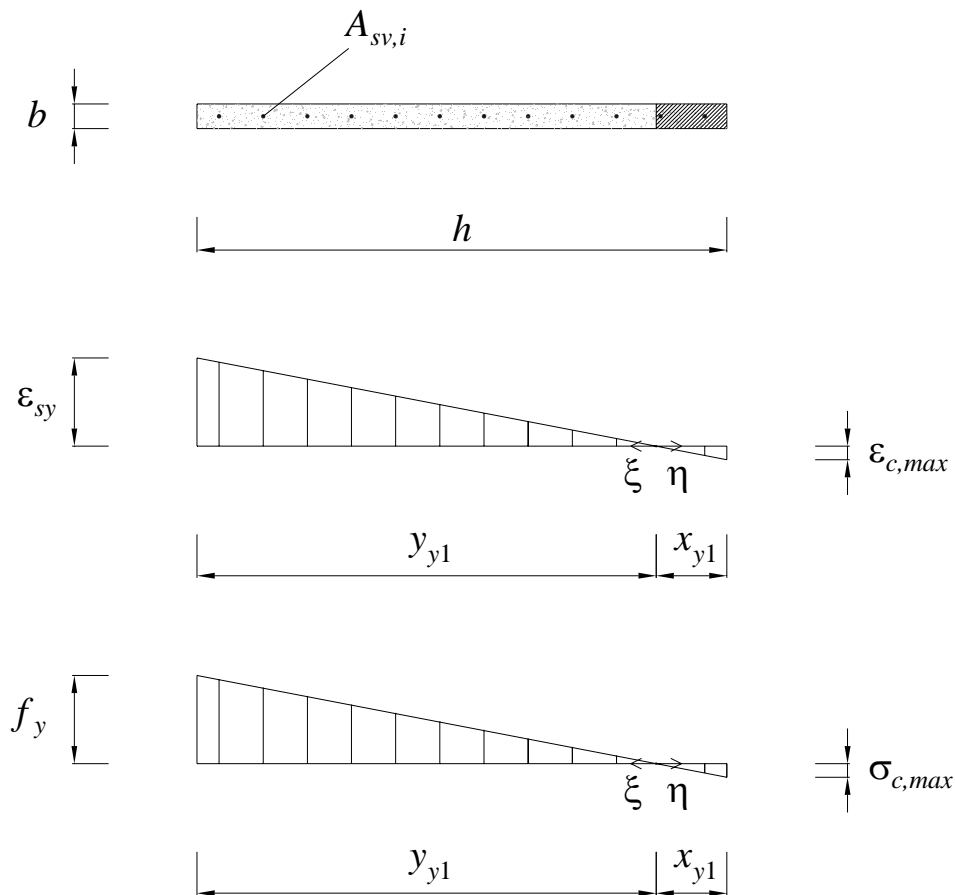


Figura 3.4 Diagramma delle deformazioni ϵ e delle tensioni σ in condizioni di “primo snervamento” per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa.

Con riferimento alla Fig. 3.4, per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di trazione:

$$\varepsilon_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} \text{ per } 0 \leq \xi \leq y_{y1} \quad (3.22)$$

dove ε_{sy} è la deformazione di snervamento raggiunta dall'armatura più esterna della sezione e ξ è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più tesa della sezione.

Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di compressione:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \varepsilon_{c,\max} \text{ per } 0 \leq \eta \leq x_{y1} = h - y_{y1} \quad (3.23)$$

dove $\varepsilon_{c,\max}$ è la deformazione massima di compressione che si verifica nella fibra più esterna di calcestruzzo compresso, che per la conservazione delle sezioni piane vale:

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{x_{y1}}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} \quad (3.24)$$

e η è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più compressa della sezione (stessa origine, stessa direzione ma verso opposto rispetto a ξ).

Adottando un legame elastico lineare (all'atto dell'incipiente snervamento della armatura) si ottengono le seguenti distribuzioni di tensione:

$$\sigma_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} E_s \quad (3.25)$$

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad (3.26)$$

La (3.25), diventa:

$$\sigma_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} f_y \quad (3.27)$$

e la (3.26), in virtù della (3.24), diventa:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \frac{x_{y1}}{y_{y1}} \varepsilon_{ys} E_c = \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{E_s} E_c = \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \quad (3.28)$$

dove $n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione.

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = \int_0^{y_{y1}} \sigma_s(\xi) dA_{sv} = \int_0^{y_{y1}} \frac{\xi}{y_{y1}} f_y \rho b d\xi = \frac{f_y \rho b}{y_{y1}} \int_0^{y_{y1}} \xi d\xi = \frac{f_y \rho b}{y_{y1}} \frac{y_{y1}^2}{2} = \frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \quad (3.29)$$

$$R_c = \int_0^{x_{y1}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \int_0^{x_{y1}} b \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} d\eta = \frac{b}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \int_0^{x_{y1}} \eta d\eta = \frac{b}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \frac{x_{y1}^2}{2} = \frac{b x_{y1}^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} = \frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \quad (3.30)$$

dal momento che $x_{y1} = h - y_{y1}$.

L'equazione (3.21) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiunge lo snervamento delle armature poste sulla fibra più esterna della sezione fornisce allora:

$$\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} - \frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y = N \quad (3.31)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{(h - y_{y1})^2}{y_{y1}} - n \rho y_{y1} = \frac{2 N n}{f_y b} \quad (3.32)$$

$$(h - y_{y1})^2 - n \rho y_{y1}^2 - \frac{2 N n}{f_y b} y_{y1} = 0 \quad (3.33)$$

$$h^2 - 2 h y_{y1} + y_{y1}^2 - n \rho y_{y1}^2 - \frac{2 N n}{f_y b} y_{y1} = 0 \quad (3.34)$$

$$y_{y1}^2 (1 - n\rho) - 2y_{y1} \left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) + h^2 = 0 \quad (3.35)$$

che, risolta, fornisce:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) \pm \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - h^2 (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (3.36)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - h^2 (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (3.37)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$, caso di flessione semplice), la (3.37) si semplifica nella seguente:

$$y_{y1} = \frac{h}{1 + \sqrt{n\rho}} \quad (3.38)$$

Determinazione della posizione dell'asse neutro y_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”:

Nel paragrafo precedente, con una trattazione al continuo delle armature equidistanti, si è assunto che la sezione si presenta in condizioni di primo snervamento quando si raggiunge il valore di deformazione ε_{sy} allo snervamento dell'acciaio in corrispondenza della fibra tesa più esterna della sezione.

Per valutare invece la posizione dell'asse neutro y_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”, è necessario tenere conto del fatto che la deformazione ε_{sy} deve “penetrare”, per un tratto δy , all'interno della sezione del pannello, per lo meno fino alla 1° barra, se non fino a qualche fila di barre (per es. fino alla 3° barra, come rappresentato in Fig. 3.5).

In generale, la penetrazione δy può essere assunta pari a:

$$\delta y = 1 \div 5 \frac{h}{n_{barre}} \cong 3 \frac{h}{n_{barre}} \quad (3.39)$$

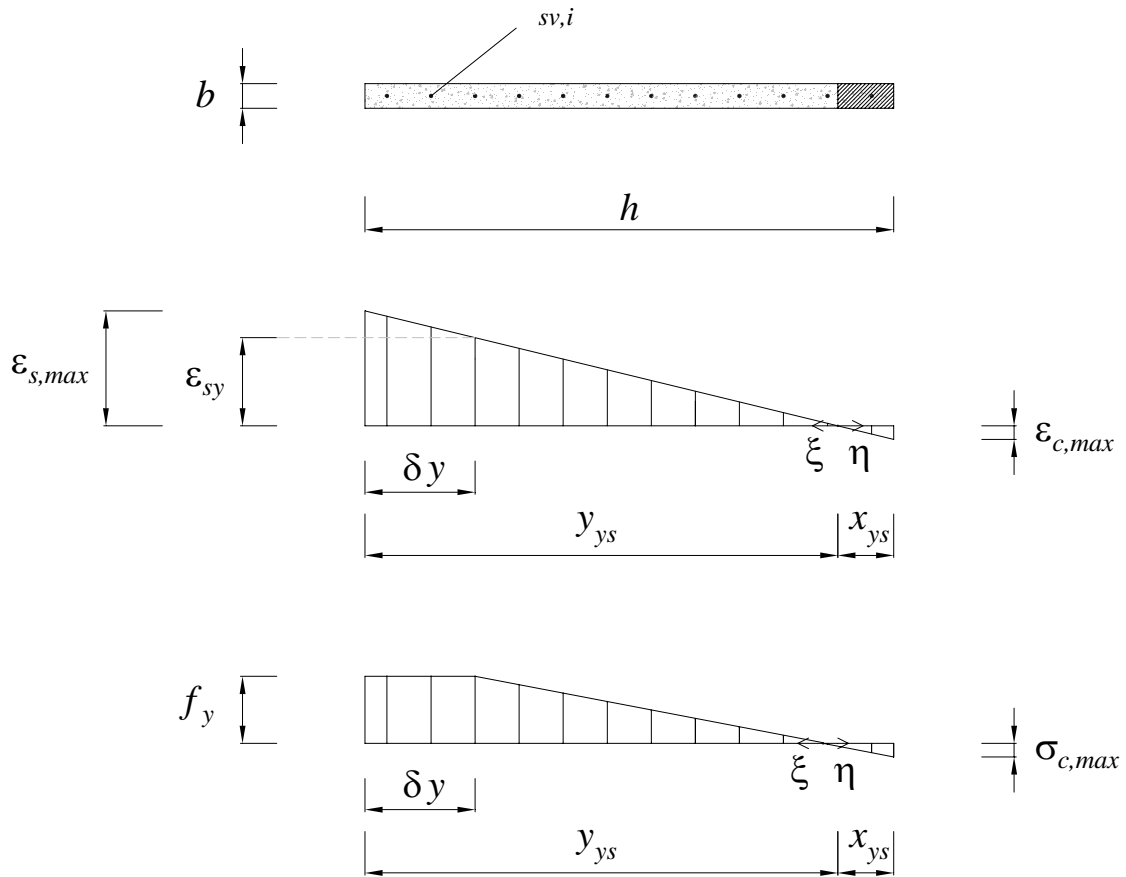


Figura 3.5 Diagramma delle deformazioni ε e delle tensioni σ in condizioni di “snervamento sostanziale” (con penetrazione della deformazione ε_{sy} all’interno della sezione del pannello per un tratto δy) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa.

Con riferimento alla Fig. 3.5, per l’ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di trazione:

$$\varepsilon_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{ys}} \varepsilon_{s,max} \quad \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} \quad (3.40)$$

dove $\varepsilon_{s,max} > \varepsilon_{sy}$ è la deformazione massima raggiunta dall’armatura più esterna della sezione, che per la conservazione delle sezioni piane vale

$$\varepsilon_{s,max} = \frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} \quad (3.41)$$

e ξ è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più tesa della sezione.

Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di compressione:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \varepsilon_{c,\max} \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{ys} = h - y_{ys} \quad (3.42)$$

dove $\varepsilon_{c,\max}$ è la deformazione massima di compressione che si verifica nella fibra più esterna di calcestruzzo compresso, che per la conservazione delle sezioni piane vale:

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{x_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} \quad (3.43)$$

e η è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più compressa della sezione (stessa origine, stessa direzione ma verso opposto rispetto a ξ).

Adottando un legame costitutivo elastico perfettamente plastico per l'acciaio delle armature si ottengono le seguenti distribuzioni di tensione:

$$\sigma_s(\xi) = \begin{cases} \frac{\xi}{y_{ys}} \varepsilon_{s,\max} E_s & \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} - \delta y \\ f_y & \text{per } y_{ys} - \delta y \leq \xi \leq y_{ys} \end{cases} \quad (3.44)$$

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad (3.45)$$

La (3.44), in virtù della (3.41), diventa:

$$\sigma_s(\xi) = \begin{cases} \frac{\xi}{y_{ys} - \delta y} f_y & \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} - \delta y \\ f_y & \text{per } y_{ys} - \delta y \leq \xi \leq y_{ys} \end{cases} \quad (3.46)$$

e la (3.45), in virtù della (3.43), diventa:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \frac{x_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} E_c = \frac{\eta}{y_{ys} - \delta y} \frac{f_y}{E_s} E_c = \frac{\eta}{y_{ys} - \delta y} \frac{f_y}{n} \quad (3.47)$$

dove $n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione.

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$\begin{aligned}
 R_s &= \int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) dA_{sv} = \\
 &= \int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi}{y_{ys}-\delta y} f_y dA_{sv} + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y dA_{sv} = \\
 &= \int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi}{y_{ys}-\delta y} f_y \rho b d\xi + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \rho b d\xi = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \int_0^{y_{ys}-\delta y} \xi d\xi + f_y \rho b \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} d\xi = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2} + f_y \rho b \cdot \delta y = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys}-\delta y) + f_y \rho b \cdot \delta y = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y)
 \end{aligned} \tag{3.48}$$

$$\begin{aligned}
 R_c &= \int_0^{x_{ys}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \\
 &= \int_0^{x_{ys}} b \frac{\eta}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} d\eta = \\
 &= \frac{b}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} \int_0^{x_{ys}} \eta d\eta = \\
 &= \frac{b}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} \frac{x_{ys}^2}{2} = \\
 &= \frac{b x_{ys}^2}{2(y_{ys}-\delta y)} \frac{f_y}{n} = \\
 &= \frac{b(h-y_{ys})^2}{2(y_{ys}-\delta y)} \frac{f_y}{n}
 \end{aligned} \tag{3.49}$$

dal momento che $x_{ys} = h - y_{ys}$.

L'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. in condizioni di "snervamento sostanziale" fornisce allora:

$$\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} - \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) = N \quad (3.50)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{(h - y_{ys})^2}{(y_{ys} - \delta y)} - n\rho(y_{ys} + \delta y) = \frac{2Nn}{f_y b} \quad (3.51)$$

$$(h - y_{ys})^2 - n\rho(y_{ys} + \delta y)(y_{ys} - \delta y) - \frac{2Nn}{f_y b} (y_{ys} - \delta y) = 0 \quad (3.52)$$

$$h^2 - 2hy_{ys} + y_{ys}^2 - n\rho y_{ys}^2 + n\rho \cdot \delta y^2 - \frac{2Nn}{f_y b} y_{ys} + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y = 0 \quad (3.53)$$

$$y_{ys}^2 (1 - n\rho) - 2y_{ys} \left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) + \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) = 0 \quad (3.54)$$

che, risolta, fornisce:

$$y_{ys} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) \pm \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (3.55)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$y_{ys} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (3.56)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$, caso di flessione semplice), la (3.56) si semplifica nella seguente:

$$\begin{aligned}
y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{h^2 - (h^2 + n\rho \cdot \delta y^2)(1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} = \\
y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{h^2 - h^2 - n\rho \cdot \delta y^2 + n\rho h^2 + (n\rho \cdot \delta y)^2}}{(1 - n\rho)} \\
y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{n\rho(h^2 - \delta y^2(1 - n\rho))}}{(1 - n\rho)}
\end{aligned} \tag{3.57}$$

Determinazione della posizione dell'asse neutro $y_{y, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso:

In questo paragrafo si calcola la posizione dell'asse neutro $y_{u, sb}$ adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, ipotizzando che questo sia molto sollecitato.

La distanza $y_{u, sb}$ può essere calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiungono le condizioni ultime della sezione:

$$R_c - R_s = N \tag{3.58}$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

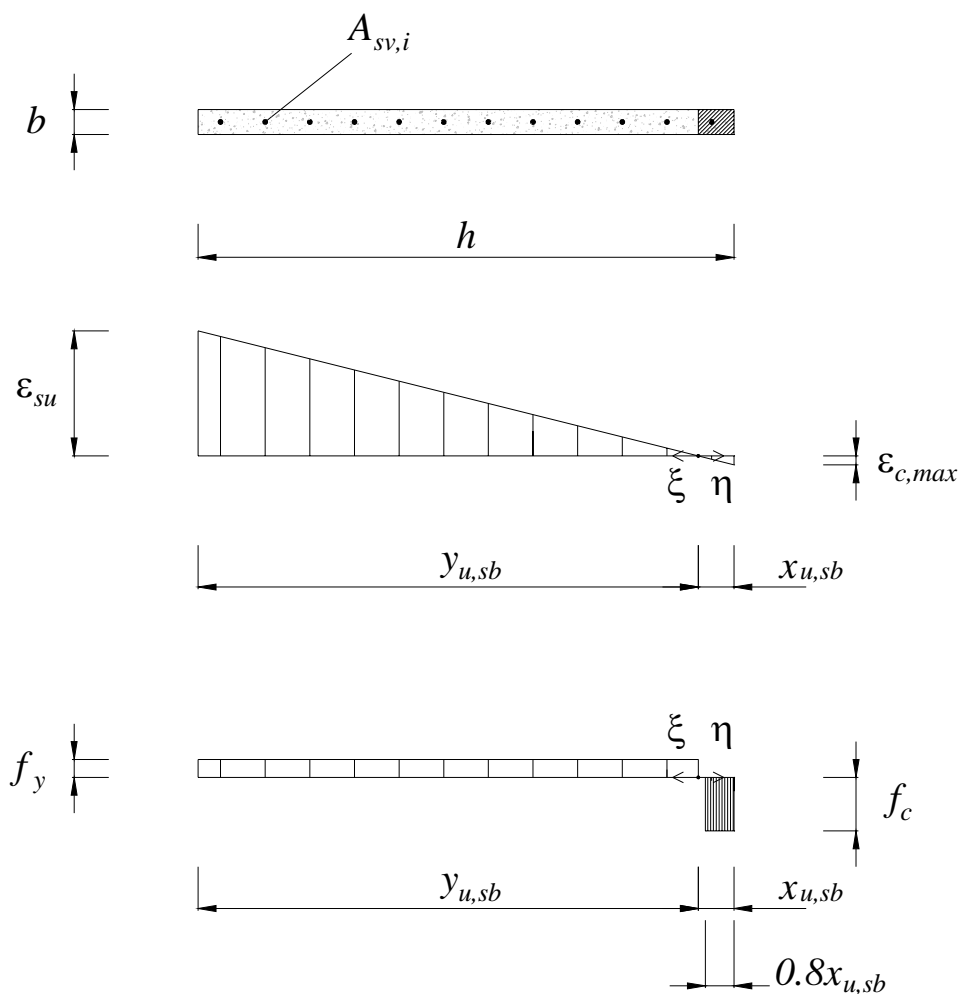


Figura 3.6 Diagramma delle deformazioni ϵ e delle tensioni σ in condizioni ultime (a rottura) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa, adottando per il calcestruzzo un legame costitutivo di tipo stress-block.

Adottando un legame costitutivo elasto-plastico di Prandtl per l'acciaio teso e supponendo snervate tutte le armature si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di trazione:

$$\sigma_s(\xi) = f_y \text{ per } 0 \leq \xi \leq y_{u,sb} \quad (3.59)$$

Adottando un legame costitutivo a stress-block per il calcestruzzo compresso (vedi Fig. 3.6), si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di compressione:

$$\sigma_c(\eta) = f_c \text{ per } 0 \leq \eta \leq x_{u,sb} = h - y_{u,sb} \quad (3.60)$$

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,sb} \quad (3.61)$$

$$R_c = f_c \cdot b \cdot 0.8 x_{u, sb} = f_c \cdot b \cdot 0.8 (h - y_{u, sb}) \quad (3.62)$$

L'equazione (3.58) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.a. in condizioni di rottura fornisce allora:

$$f_c \cdot b \cdot 0.8 (h - y_{u, sb}) - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N \quad (3.63)$$

che si può riscrivere come:

$$f_c \cdot b \cdot 0.8 h - f_c \cdot b \cdot 0.8 y_{u, sb} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N \quad (3.64)$$

$$-f_c \cdot b \cdot 0.8 y_{u, sb} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N - f_c \cdot b \cdot 0.8 h \quad (3.65)$$

$$0.8 \frac{y_{u, sb}}{h} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \cdot \frac{y_{u, sb}}{h} = 0.8 - \frac{N}{f_c b h} \quad (3.66)$$

$$\frac{y_{u, sb}}{h} \left(0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \right) = 0.8 - \frac{N}{f_c b h} \quad (3.67)$$

che, risolta, fornisce:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8 - \frac{N}{f_c b h}}{0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho} \quad (3.68)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \frac{N}{f_c b h}}{0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho} \right) h \quad (3.69)$$

Introducendo poi lo sforzo normale adimensionalizzato (tasso di impegno per sforzo normale) come:

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} \quad (3.70)$$

e la percentuale meccanica di armatura come:

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho = \frac{f_y}{f_c} \cdot \frac{A_s}{bh} \quad (3.71)$$

si ottiene:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} = \frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \quad (3.72)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (3.73)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$ e quindi $\nu = 0$, caso di flessione semplice), la (3.72) si semplifica nella seguente:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8}{0.8 + \rho_m} = \frac{1}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \quad (3.74)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (3.75)$$

Determinazione della posizione dell'asse neutro $y_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso:

Nel paragrafo precedente, sotto l'ipotesi di legame costitutivo a stress-block per il calcestruzzo compresso, è stata ottenuta una formula semplice per la determinazione della posizione dell'asse neutro.

In questo paragrafo, si calcola la posizione dell'asse neutro $y_{u, tr}$ adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, ipotizzando che questo sia sufficientemente riposato (questo legame dovrebbe essere più realistico dal momento che la rottura è lato acciaio ed il calcestruzzo dovrebbe essere sufficientemente riposato a rottura: tanto più riposato quanto più y_u sarà elevato e cioè quanto più x_u sarà piccolo).

La distanza $y_{u,tr}$ può essere ancora calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiungono le condizioni ultime della sezione:

$$R_c - R_s = N \quad (3.76)$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

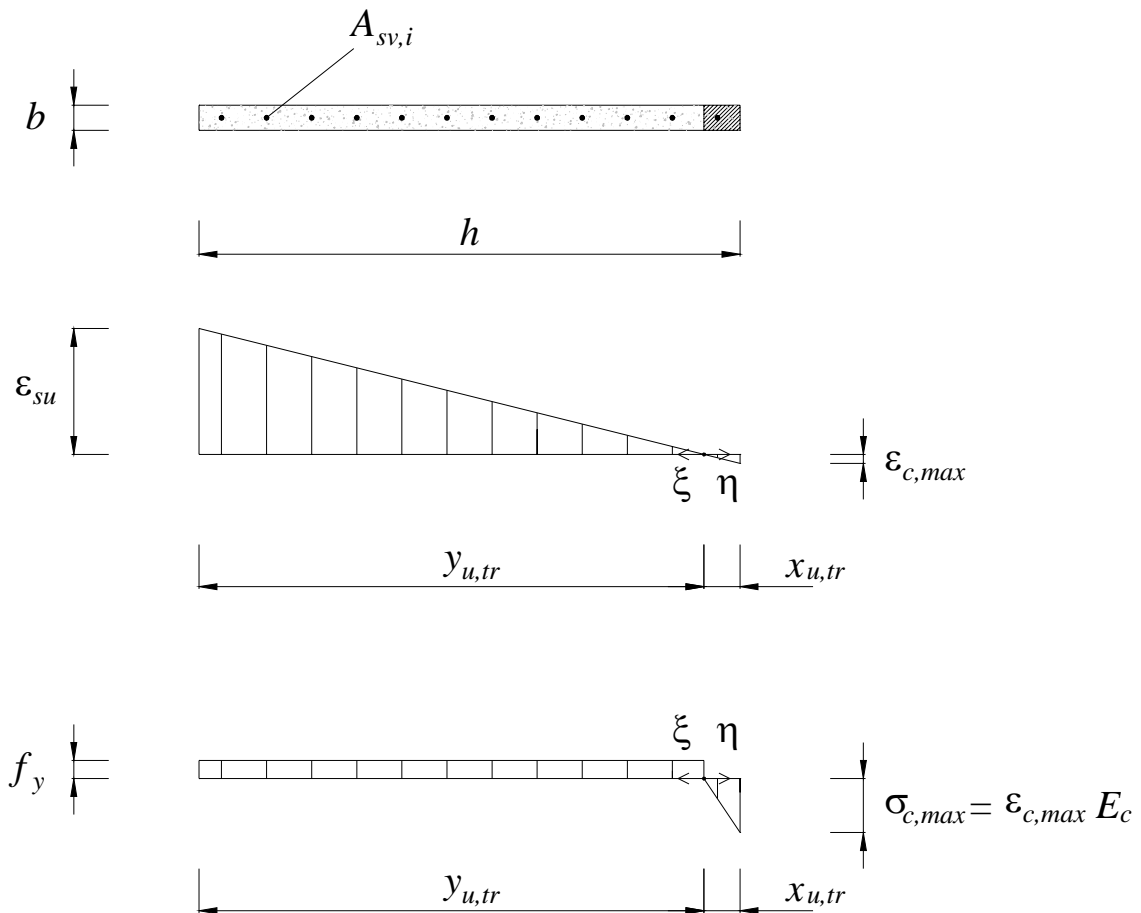


Figura 3.7 Diagramma delle deformazioni ε e delle tensioni σ in condizioni ultime (a rottura) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa, adottando per il calcestruzzo un legame costitutivo di tipo triangolare.

Adottando un legame costitutivo elasto-plastico di Prandtl per l'acciaio teso e supponendo snervate tutte le armature si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di trazione:

$$\sigma_s(\xi) = f_y \text{ per } 0 \leq \xi \leq y_{u,tr} \quad (3.77)$$

Adottando un legame costitutivo triangolare per il calcestruzzo compresso (vedi Fig. 3.7), si ottiene la seguente distribuzione di deformazioni:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{c,\max} \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} = h - y_{u,tr} \quad (3.78)$$

con (per la conservazione delle sezioni piane):

$$\varepsilon_{c,\max} = \varepsilon_{su} \frac{x_{u,tr}}{y_{u,tr}} = \varepsilon_{su} \frac{h - y_{u,tr}}{y_{u,tr}} \quad (3.79)$$

cui corrisponde la seguente distribuzione di tensioni di compressione:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} \quad (3.80)$$

ossia, sostituendo la (3.79):

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{su} \frac{x_{u,tr}}{y_{u,tr}} E_c = \frac{\eta}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} \quad (3.81)$$

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} \quad (3.82)$$

$$\begin{aligned} R_c &= \int_0^{x_{u,tr}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \int_0^{x_{u,tr}} b \frac{\eta}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c d\eta = \\ &= \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \int_0^{x_{u,tr}} \eta d\eta = \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{x_{u,tr}^2}{2} = \\ &= \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} \end{aligned} \quad (3.83)$$

L'equazione (3.58) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.a. in condizioni ultime (a rottura) fornisce allora:

$$\frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} = N \quad (3.84)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{1}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{N}{f_c b h} \quad (3.85)$$

$$\frac{1}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (3.86)$$

$$\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{h^2 - 2h y_{u,tr} + y_{u,tr}^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (3.87)$$

$$\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{h^2}{2} - \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{2h y_{u,tr}}{2} + \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{y_{u,tr}^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (3.88)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{y_{u,tr}}{h} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (3.89)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} - \rho_m \right) \frac{y_{u,tr}}{h} - \nu = 0 \quad (3.90)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} - \rho_m \right) \frac{y_{u,tr}}{h} = 0 \quad (3.91)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} - \rho_m \right) \frac{y_{u,tr}}{h} - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{h}{y_{u,tr}} = 0 \quad (3.92)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} - \rho_m \right) \left(\frac{y_{u,tr}}{h} \right)^2 - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) \frac{y_{u,tr}}{h} + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) = 0 \quad (3.93)$$

che, risolta, fornisce:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{(\varepsilon_{su} E_c + f_c \nu) \pm \sqrt{f_c} \sqrt{f_c \nu^2 + 2\varepsilon_{su} E_c (\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su} E_c - 2f_c \rho_m} \quad (3.94)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{(\varepsilon_{su} E_c + f_c \nu) - \sqrt{f_c} \sqrt{f_c \nu^2 + 2\varepsilon_{su} E_c (\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su} E_c - 2f_c \rho_m} \quad (3.95)$$

e quindi:

$$y_{u,tr} = \left(\frac{(\varepsilon_{su} E_c + f_c \nu) - \sqrt{f_c} \sqrt{f_c \nu^2 + 2 \varepsilon_{su} E_c (\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su} E_c - 2 f_c \rho_m} \right) h \quad (3.96)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$ e quindi $\nu = 0$, caso di flessione semplice), la (3.95) si semplifica nella seguente:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2 f_c \rho_m}{\varepsilon_{su} E_c}}} \quad (3.97)$$

od anche, tenendo conto che $f_c \rho_m = f_y \rho$:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2 f_y \rho}{\varepsilon_{su} E_c}}} \quad (3.98)$$

e quindi:

$$y_{u,tr} = \frac{h}{1 + \sqrt{\frac{2 f_c \rho_m}{\varepsilon_{su} E_c}}} \quad (3.99)$$

od anche:

$$y_{u,tr} = \frac{h}{1 + \sqrt{\frac{2 f_y \rho}{\varepsilon_{su} E_c}}} \quad (3.100)$$

3.2.2.5 Determinazione delle curvature

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione delle curvature di una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da una distribuzione uniforme di barre di armatura (tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro) lungo l'altezza h della sezione:

- in condizioni di “primo snervamento”, indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione ϕ_{y1} ;

- *in condizioni di “snervamento sostanziale”*, indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione ϕ_{ys} ;
- *in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block* per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione $\phi_{u, sb}$;
- *in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare* per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c, max} < \varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$), indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione $\phi_{u, tr}$.

Determinazione della curvatura ϕ_{y1} in condizioni di “primo snervamento”:

Per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, risulta conveniente valutare la curvatura di “primo snervamento” ϕ_{y1} con la espressione seguente (vedi Fig. 3.4):

$$\phi_{y1} = \frac{\varepsilon_{sy}}{y_{y1}} \quad (3.101)$$

dove:

- ε_{sy} si ottiene dai risultati delle prove sperimentali effettuate sulle barre di armatura utilizzate mediante la formula:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.102)$$

dove f_y ed E_s sono, rispettivamente, la tensione di snervamento ed il modulo elastico dell'acciaio considerato. Da notare che, per f_y ed E_s , in fase di progetto si possono utilizzare i valori di progetto (dotati di opportuni coefficienti parziali di sicurezza), mentre in fase di interpretazione di una prova sperimentale si possono utilizzare i valori medi dei materiali utilizzati nella prova;

- y_{y1} è fornito dalla (3.37).

Determinazione della curvatura ϕ_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”:

Per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, risulta conveniente valutare la curvatura in condizioni di “snervamento sostanziale” ϕ_{ys} con la espressione seguente (vedi Fig. 3.5):

$$\phi_{ys} = \frac{\varepsilon_{sy}}{y_{ys} - \delta y} \quad (3.103)$$

dove:

- ε_{sy} si ottiene dai risultati delle prove sperimentali effettuate sulle barre di armatura utilizzate mediante la formula:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.104)$$

dove f_y ed E_s sono, rispettivamente, la tensione di snervamento ed il modulo elastico dell'acciaio considerato. Da notare che, per f_y ed E_s , in fase di progetto si possono utilizzare i valori di progetto (dotati di opportuni coefficienti parziali di sicurezza), mentre in fase di interpretazione di una prova sperimentale si possono utilizzare i valori medi dei materiali utilizzati nella prova;

- y_{ys} è fornito dalla (3.56);
- δy si può ragionevolmente stimare utilizzando la (3.39).

In alternativa, si può anche valutare la curvatura in condizioni di “snervamento sostanziale” ϕ_{ys} con la espressione seguente (vedi Fig. 3.5):

$$\phi_{ys} = \frac{\varepsilon_{s,max}}{y_{ys}} \quad (3.105)$$

dove:

- il valore di deformazione massima $\varepsilon_{s,\max}$ in corrispondenza della fibra tesa più esterna della sezione è dato in funzione del valore di deformazione ε_{sy} allo snervamento che si ipotizza che si raggiunga in un punto più interno (di δy) della sezione:

$$\varepsilon_{s,\max} = \varepsilon_{sy} \left(\frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \right) \quad (3.106)$$

- y_{ys} è fornito dalla (3.56).

In via approssimata, dal momento che $y_{y1} \cong y_{ys}$ (trascurando le differenze minime che si hanno sulla valutazione dell'asse neutro in condizioni di primo snervamento ed in condizioni di snervamento sostanziale dovute alla penetrazione δy di snervamento all'interno della sezione), dalla (3.105), la curvatura ϕ_{ys} si può valutare anche come segue:

$$\phi_{ys} \cong \frac{\varepsilon_{s,\max}}{y_{y1}} \quad (3.107)$$

che, in virtù della (3.101), conduce a:

$$\phi_{ys} \cong \frac{\varepsilon_{s,\max}}{\varepsilon_{sy}} \phi_{y1} \quad (3.108)$$

Ponendo:

$$\alpha \triangleq \frac{\varepsilon_{s,\max}}{\varepsilon_{sy}} \quad (3.109)$$

si può scrivere:

$$\phi_{ys} \cong \alpha \cdot \phi_{y1} \quad (3.110)$$

dove il fattore (amplificativo) α si può calcolare utilizzando la (3.106) come segue:

$$\alpha = \frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} = \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{y_{ys}}} \quad (3.111)$$

oppure, introducendo nuovamente l'approssimazione $y_{y1} \cong y_{ys}$:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{y_{y1}}} \quad (3.112)$$

od ancora, introducendo l'ulteriore approssimazione $y_{y1} \cong h$:

$$\alpha \cong \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{h}} \quad (3.113)$$

che, in virtù, della stima (3.39) della penetrazione δy , diventa:

$$\alpha \cong \frac{1}{1 - \frac{3}{n_{barre}}} \quad (3.114)$$

In definitiva, in via approssimata, la curvatura ϕ_{ys} si può valutare con la seguente espressione:

$$\phi_{ys} \cong \alpha \cdot \phi_{y1} \cong \left(\frac{1}{1 - \frac{\delta y}{h}} \right) \cdot \phi_{y1} \cong \left(\frac{1}{1 - \frac{3}{n_{barre}}} \right) \cdot \phi_{y1} \quad (3.115)$$

Osservazioni sulle espressioni per la determinazione della curvatura ϕ_u in condizioni ultime:

Per una sezione generica rettangolare di base b ed altezza h che presenta *rottura lato calcestruzzo*, la curvatura ϕ_u può essere valutata con una qualsiasi delle due seguenti espressioni alternative:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (3.116)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{s,max} + \varepsilon_{cu}}{d} \quad (3.117)$$

mentre per una sezione generica rettangolare di base b ed altezza h che presenta *rottura lato acciaio*, la curvatura ϕ_u può essere valutata con una qualsiasi delle due seguenti espressioni alternative:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{y_u} \quad (3.118)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c,\max}}{d} \quad (3.119)$$

dove:

- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;
- $\varepsilon_{s,\max}$ = deformazione massima nell'acciaio delle armature nel momento in cui il calcestruzzo compresso raggiunge il suo valore di deformazione ultima;
- ε_{su} = deformazione ultima dell'acciaio;
- $\varepsilon_{c,\max}$ = deformazione massima nella fibra più compressa di calcestruzzo nel momento in cui l'acciaio raggiunge il suo valore di deformazione ultima;
- d = altezza utile della sezione (NB: definibile, in modo ragionevole, quando le armature sono sufficientemente concentrate in una porzione della sezione). Nel caso in cui le armature siano diffuse, si può ragionevolmente supporre che l'altezza utile coincida con l'altezza della sezione: $d = h$.

Dal momento che la maggior parte dei pannelli in c.a. va in crisi lato calcestruzzo, nella letteratura tecnica (Paulay & Priestley 1992 pag. 138) vengono presentate e discusse solo le due formule (3.116) e (3.117) e, di conseguenza, vengono forniti solamente i valori di ε_{cu} . Ad esempio, Paulay & Priestley (1992 pag. 406) suggeriscono di adottare il valore $\varepsilon_{cu} = 4 \text{‰}$ (non molto dissimile dal valore di riferimento della maggior parte delle normative europee $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰}$).

Per pannelli che invece presentano rottura lato acciaio, è necessario valutare la curvatura ultima mediante le formule (3.118) oppure (3.119). Per potere utilizzare quest'ultime formule, ed in particolare la formula (3.118), occorre conoscere i due parametri y_u ed ε_{su} :

- y_u è stato determinato nei paragrafi precedenti 2.3.4 e 2.3.5, rispettivamente sotto l'ipotesi di legame costitutivo di tipo stress-block ($y_{u, sb}$, formula n. (3.73)) e legame costitutivo di tipo triangolare ($y_{u, tr}$, formula n. (3.96)) per il calcestruzzo compresso;
- ε_{su} è stato valutato, nel precedente paragrafo 3.1, come valore medio $\varepsilon_{su, m}$ della deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura.

Paulay & Priestley (1992 pag. 406), per pannelli caratterizzati da una altezza pari a circa $h \cong 240$ cm con crisi lato calcestruzzo, hanno riscontrato valori di curvatura ultima ϕ_u che stavano nel range seguente:

$$\frac{0.045}{h} \leq \phi_u \leq \frac{0.076}{h} \quad (3.120)$$

Determinazione della curvatura $\phi_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso:

Adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, specializzando la (3.118), si ha che la rotazione ultima $\phi_{u, sb}$ vale:

$$\phi_{u, sb} = \frac{\varepsilon_{su, m}}{y_{u, sb}} \quad (3.121)$$

dove $y_{u, sb}$ è fornito dalla (3.73), mentre $\varepsilon_{su, m}$ è fornito dalla (3.7) ricavata nel paragrafo 3.2.8 successivo.

Determinazione della curvatura $\phi_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso:

Adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, specializzando la (3.118), si ha che la rotazione ultima $\phi_{u, tr}$ vale:

$$\phi_{u,tr} = \frac{\varepsilon_{su,m}}{y_{u,tr}} \quad (3.122)$$

dove $y_{u,tr}$ è fornito dalla (3.96), mentre $\varepsilon_{su,m}$ è fornito dalla (3.7) ricavata nel paragrafo 3.2.8 successivo.

Si noti che, dalla (3.121) oppure dalla (3.122), la curvatura ultima è funzione di $\varepsilon_{su,m}$:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su,m}}{y_u} \quad (3.123)$$

In virtù della (3.7) e dell'approssimazione $y_u \cong 0.95h$ (desunta da esempi numerici), si può stimare la curvatura ultima come segue:

$$\phi_u = \frac{\kappa \cdot 0.50 \cdot \varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}}}{0.95h} \quad (3.124)$$

che, ad esempio, per $\kappa \cong 0.4$ e per $\varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}} = 22\%$ conduce a:

$$\phi_u \cong \frac{0.4 \cdot 0.50 \cdot 0.22}{0.95h} = \frac{0.0463}{h} \quad (3.125)$$

Questo risultato risulta essere in ottimo accordo con quanto ottenuto sperimentalmente da Paulay & Priestley (1992 pag. 406). Si veda a tal proposito Eq. (3.120).

3.2.2.6 Determinazione dei domini di resistenza N-M

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione, per un fissato valore di sforzo normale N , dei valori di momento flettente M :

- in condizioni di “primo snervamento”, indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione M_{y1} ;
- in condizioni di “snervamento sostanziale”, indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione M_{ys} ;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione $M_{u, sb}$;

- *in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare* per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c,\max} < \varepsilon_{c2} = 2 \text{‰}$), indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione $M_{u,tr}$.

Determinazione del momento flettente M_{y1} in condizioni di “primo snervamento”:

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l’equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento” fornisce la posizione dell’asse neutro y_{y1} , data dalla (3.37).

L’equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell’equilibrio), fornisce:

$$M_{y1} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (3.126)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Fig. 3.4 e tenendo conto delle distribuzioni lineari di tensione date dalla (3.27) e dalla (3.28) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \quad (3.127)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{y1}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h - y_{y1}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{y1}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \quad (3.128)$$

dal momento che $x_{y1} = h - y_{y1}$.

Sostituendo la (3.29), la (3.30), la (3.127) e la (3.128) nella (3.126), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{y1} = \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) \quad (3.129)$$

Determinazione del momento flettente M_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”:

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “snervamento sostanziale” fornisce la posizione dell'asse neutro y_{ys} , data dalla (3.56).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{ys} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (3.130)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Fig. 3.5 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (3.46) e dalla (3.47) si ha:

$$\begin{aligned}
d_s &= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) \xi dA_{sv}}{\int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) dA_{sv}} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi^2}{y_{ys}-\delta y} f_y dA_{sv} + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \xi dA_{sv}}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi^2}{y_{ys}-\delta y} f_y \rho b d\xi + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \xi \rho b d\xi}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \int_0^{y_{ys}-\delta y} \xi^2 d\xi + f_y \rho b \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} \xi d\xi}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \frac{(y_{ys}-\delta y)^3}{3} + f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2} \right)}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{f_y \rho b \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{3} + f_y \rho b \frac{y_{ys}^2}{2} - f_y \rho b \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2}}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{6} \right)}{\left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right)} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right]
\end{aligned} \tag{3.131}$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{ys}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h - y_{ys}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{ys}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \quad (3.132)$$

dal momento che $x_{ys} = h - y_{ys}$.

Sostituendo la (3.48), la (3.49), la (3.131) e la (3.132) nella (3.130), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “snervamento sostanziale”:

$$M_{ys} = \left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right) \cdot \left[\frac{f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right)}{\left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right)} - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] \right] + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \quad (3.133)$$

che si semplifica come segue:

$$\begin{aligned} M_{ys} &= f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right) - \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \\ M_{ys} &= f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right) - \frac{f_y \rho b}{2} \left(y_{ys}^2 - \frac{h}{2} y_{ys} + \delta y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \\ M_{ys} &= \frac{f_y \rho b}{2} \left(-\frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} \right) + \frac{f_y \rho b}{2} \left(+\frac{h}{2} y_{ys} - \delta y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \\ M_{ys} &= \frac{f_y \rho b}{2} \left(\frac{h}{2} y_{ys} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} - \delta y \cdot \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \end{aligned} \quad (3.134)$$

Determinazione del momento flettente $M_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso:

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block

per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nei campi 2b, 3, 4) fornisce la posizione dell'asse neutro $y_{u, sb}$, data dalla (3.73).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{u, sb} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (3.135)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Fig. 3.6 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (3.59) e dalla (3.60) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \quad (3.136)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - 0.4x_{u, sb} = \frac{h}{2} - 0.4(h - y_{u, sb}) = 0.1h + 0.4y_{u, sb} \quad (3.137)$$

dal momento che $x_{u, sb} = h - y_{u, sb}$.

Sostituendo la (3.61), la (3.62), la (3.136) e la (3.137) nella (3.135), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{u, sb} = (f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb}) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + (f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb})) \cdot (0.1h + 0.4y_{u, sb}) \quad (3.138)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nei campi 2b, 3 e 4.

Determinazione del momento flettente $M_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso:

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare

per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nel campo 2a) fornisce la posizione dell'asse neutro $y_{u,tr}$, data dalla (3.96).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{u,tr} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (3.139)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Fig. 3.7 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (3.77) e dalla (3.81) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{u,tr}}{2} \quad (3.140)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{u,tr}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{(h - y_{u,tr})}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{u,tr}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{u,tr}}{3} \quad (3.141)$$

dal momento che $x_{u,tr} = h - y_{u,tr}$.

Sostituendo la (3.82), la (3.83), la (3.140) e la (3.141) nella (3.139), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{u,tr} = \left(f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u,tr}}{2} \right) + \left(\frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{u,tr}}{3} \right) \quad (3.142)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nel campo 2a.

3.2.2.7 Determinazione dei domini di resistenza N-M con riferimento al caso specifico di setti con armatura diffusa e con armature aggiuntive concentrate agli estremi

In questa sezione si determinano i domini di resistenza N-M (in termini dei valori di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”, di “snervamento sostanziale ed a rottura per un fissato valore di sforzo normale N) di un pannello in c.c.a. caratterizzato dalla presenza contemporanea di armatura verticale diffusa e di armature di sezione più consistente

alle estremità della sezione rettangolare del pannello (“catene”), così come rappresentato in Fig. 3.8. Si indicherà con $A_{s,catena}$ l’area della catena in zona tesa, con $A_{s,catena}'$ l’area della catena in zona compressa, con c il copriferro della catena in zona tesa e con c' il copriferro della catena in zona compressa.

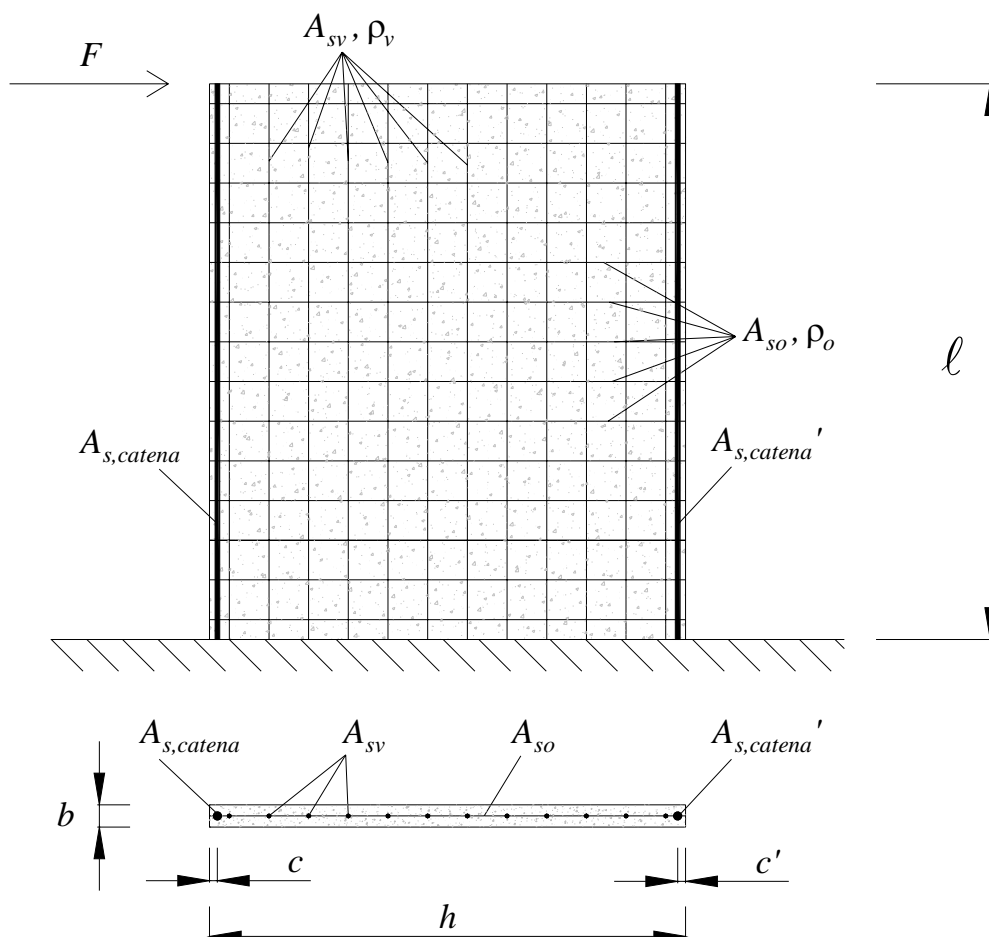


Figura 3.8 Pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v , percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e catene indicate rispettivamente con $A_{s,catena}$ (quella tesa) ed $A_{s,catena}'$ (quella compressa).

Si ripercorre quanto fatto nella sezione 3.2.2.6, aggiungendo, laddove necessario, i nuovi termini che tengono conto delle catene.

Si ipotizza:

- $A_{s,catena} = A_{s,catena}'$;
- $c = c'$;

- che i valori di asse neutro trovati per il pannello caratterizzato dalla sola presenza di armatura diffusa (vedi le equazioni: (3.37), (3.56), (3.73) e (3.96)) non varino significativamente, con l'introduzione di due catene uguali in posizione simmetrica rispetto al baricentro geometrico della sezione.

Determinazione del momento flettente M_{y1} in condizioni di “primo snervamento” tenendo conto delle armature di estremità:

Per le ipotesi soprariportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni di “primo snervamento” y_{y1} , data dalla (3.37).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (3.129) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{y1} \cong \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (3.143)$$

Determinazione del momento flettente M_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale” tenendo conto delle armature di estremità:

Per le ipotesi soprariportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni di “snervamento sostanziale” y_{ys} , data dalla (3.56).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (3.134) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “snervamento sostanziale”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{ys} \cong \frac{f_y \rho b}{2} \left(\frac{h}{2} y_{ys} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} - \delta y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (3.144)$$

Determinazione del momento flettente $M_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, tenendo conto delle armature di estremità:

Per le ipotesi soprariportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nei campi 2b, 3, 4) $y_{u, sb}$, data dalla (3.73).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (3.138) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{u, sb} \cong (f_y \rho b y_{u, sb}) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + (f_c b \cdot 0.8(h - y_{u, sb})) \cdot (0.1h + 0.4 y_{u, sb}) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (3.145)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nei campi 2b, 3 e 4.

Determinazione del momento flettente $M_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, tenendo conto delle armature di estremità:

Per le ipotesi soprariportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nel campo 2a) $y_{u, tr}$, data dalla (3.96).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (3.142) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad

esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{u,tr} \cong \left(f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u,tr}}{2} \right) + \left(\frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{u,tr}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (3.146)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nel campo 2a.

3.2.2.8 I momenti di inerzia della sezione

Questo paragrafo presenta alcune considerazioni critiche sui momenti di inerzia della sezione.

Congruentemente con le ipotesi riportate al paragrafo 2.1, viene trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo e pertanto i momenti di inerzia qui analizzati si riferiscono a pannelli in condizioni fessurate.

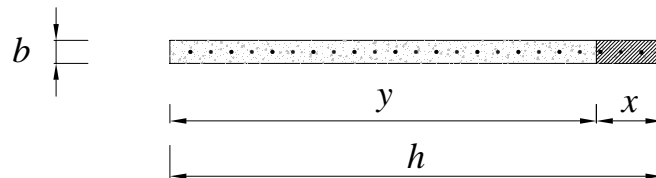


Figura 3.9 Sezione rettangolare in c.c.a. con armatura diffusa in condizioni fessurate.

Con riferimento alla sezione rettangolare in c.c.a. con armatura verticale diffusa rappresentata in Fig. 3.9, il momento di inerzia della sezione in condizioni fessurate (trascurando il contributo dell'acciaio compresso) è dato da:

$$\begin{aligned} J &= \int_0^y z^2 dA_{sv} + \frac{bx^3}{3} = \\ &= \int_0^y z^2 (b\rho dz) + \frac{b(h-y)^3}{3} = \\ &= b\rho \int_0^y z^2 dz + \frac{b(h-y)^3}{3} = \\ &= b\rho \int_0^y z^2 dz + \frac{b(h-y)^3}{3} = \\ &= b\rho \frac{y^3}{3} + \frac{b(h-y)^3}{3} \end{aligned} \quad (3.147)$$

Considerato che:

$$y \cong 0.8 \div 0.9h \quad (3.148)$$

(approssimazione desunta da esempi numerici sviluppati) e che quindi:

$$(h-y) \ll y, \quad (3.149)$$

il secondo termine al secondo membro della (3.147) può essere trascurato, cosicché:

$$J \cong b\rho \frac{y^3}{3} \cong b\rho \frac{(0.8 \div 0.9h)^3}{3} \quad (3.150)$$

Vale la pena notare che nella formula (3.150) del momento di inerzia di una sezione rettangolare in c.c.a. con armatura diffusa, intervengono la base b , l'altezza h e la percentuale geometrica ρ di armatura.

Pertanto, per dimensioni geometriche fissate (b ed h), il momento di inerzia rimane funzione della sola percentuale geometrica di armatura.

Diventa allora interessante sottolineare il fatto che, per dimensioni geometriche fissate, il rapporto $\frac{J_a}{J_b}$ tra i momenti d'inerzia (J_a e J_b) in condizioni fessurate di due pannelli in conglomerato cementizio diversamente armati (rispettivamente caratterizzati da percentuali geometriche di armatura ρ_a e ρ_b) è uguale al rapporto $\frac{\rho_a}{\rho_b}$ tra le percentuali geometriche di armatura:

$$\frac{J_a}{J_b} = \frac{\rho_a}{\rho_b} \quad (3.151)$$

Ad esempio, se si considerano un pannello A in conglomerato cementizio normalmente armato caratterizzato da $\rho_a = 1\%$ ed un pannello B in conglomerato cementizio debolmente armato caratterizzato da $\rho_b = 0.1\%$, si trova che tra i due momenti di inerzia J_a e J_b c'è un ordine di grandezza di differenza:

$$\frac{J_a}{J_b} = 10 \quad (3.152)$$

E di conseguenza, se è lecito fare, per i pannelli normalmente armati, la comune approssimazione del momento di inerzia in condizioni fessurate con il momento di inerzia dell'intera sezione completamente reagente di calcestruzzo senza tenere conto delle armature:

$$J_a \cong \frac{bh^3}{12}, \quad (3.153)$$

altrettanto non si può fare per i pannelli debolmente armati:

$$J_b \ll \frac{bh^3}{12} \quad (3.154)$$

Ne segue anche che i pannelli debolmente armati, in condizioni fessurate, sono caratterizzati da una deformabilità maggiore (una rigidezza minore) rispetto a quelli normalmente armati, per il semplice fatto che essi presentano una percentuale di armatura minore.

3.2.3 Analisi dell'elemento

Dopo aver analizzato il comportamento a livello di sezione, si passa ad esaminare il comportamento a livello di elemento, con la determinazione delle proprietà strutturali di pannelli ad armatura diffusa caratterizzati da una rottura duttile lato acciaio.

3.2.3.1 Determinazione delle resistenze (forze di snervamento F_{y1} e F_{ys} , forze ultime $F_{u,sb}$ e $F_{u,tr}$) e delle sovraresistenze (parametro Ω)

Si consideri un pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, così come rappresentato in Fig. 3.10.

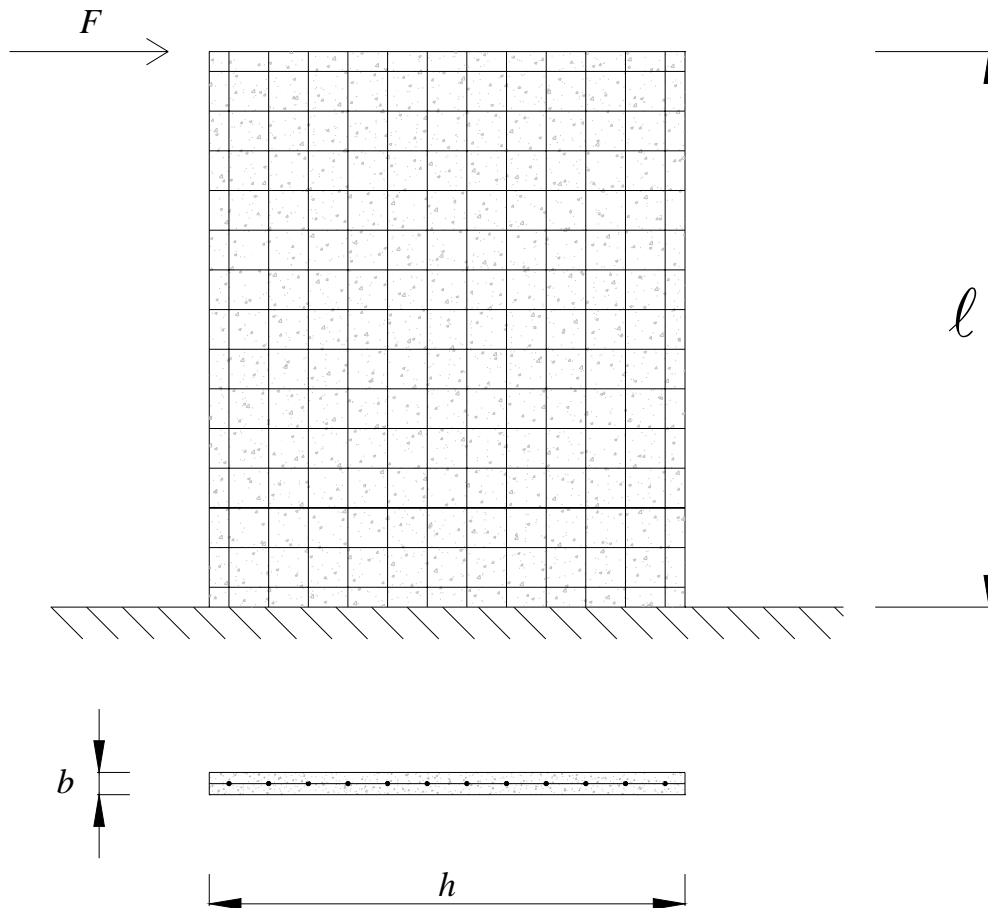


Figura 3.10 Pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

Si adotta uno schema statico di mensola verticale di lunghezza ℓ caricata da una forza concentrata orizzontale F applicata in corrispondenza della estremità libera.

In questo capitolo, per un fissato valore di sforzo normale N , si valutano i valori di forza orizzontale F corrispondenti ai momenti flettenti di snervamento e ultimi relativi alla sezione di base e calcolati in precedenza.

La forza F_{y1} che porta la sezione di base del pannello in condizioni di “primo snervamento”, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{y1} = \frac{M_{y1}}{\ell} \quad (3.155)$$

dove M_{y1} è fornito dalla (3.129).

La forza F_{ys} che porta la sezione di base del pannello in condizioni di “snervamento sostanziale”, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{ys} = \frac{M_{ys}}{\ell} \quad (3.156)$$

dove M_{ys} è fornito dalla (3.134).

La forza $F_{u, sb}$ che porta la sezione di base del pannello in condizioni ultime (a rottura), adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{u, sb} = \frac{M_{u, sb}}{\ell} \quad (3.157)$$

dove $M_{u, sb}$ è fornito dalla (3.138).

La forza $F_{u, tr}$ che porta la sezione di base del pannello in condizioni ultime (a rottura), adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{u, tr} = \frac{M_{u, tr}}{\ell} \quad (3.158)$$

dove $M_{u, tr}$ è fornito dalla (3.142).

E' ora possibile valutare le sovraresistenze che esistono tra la forza che porta la sezione di base del pannello in condizioni ultime (a rottura) e la forza corrispondente allo “snervamento sostanziale” definendo il parametro Ω come segue:

$$\Omega = \frac{F_u}{F_{ys}} \quad (3.159)$$

Si tratta di sovraresistenze relative al singolo pannello. Esistono altre sovraresistenze relative alla struttura composta da più pannelli, che si possono valutare solo operando a livello di struttura e non di elemento.

3.2.3.2. Determinazione degli spostamenti allo snervamento Δ_{y1} e Δ_{ys}

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la valutazione degli spostamenti dell'elemento strutturale (pannello) in condizioni di “primo snervamento” e di “snervamento sostanziale”.

In generale, è ben noto (Paulay & Priestley 1992) che lo spostamento di un nodo di un elemento strutturale è dato, in forma analitica, dal momento statico del diagramma delle curvature nello stato considerato (es. primo snervamento o snervamento sostanziale) calcolato rispetto al nodo in questione.

Determinazione dello spostamento in condizioni di “primo snervamento” Δ_{y1} :

Calcolando il momento statico del diagramma delle curvature per un pannello/mensola di altezza ℓ in condizioni di “primo snervamento”, si ottiene lo spostamento di primo snervamento come segue:

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1}\ell}{2} \cdot \frac{2}{3}\ell = \frac{\phi_{y1}\ell^2}{3} \quad (3.160)$$

dove si è assunto che la curvatura ϕ abbia un andamento lineare lungo lo sviluppo ℓ del pannello.

In via alternativa, è anche possibile calcolare lo spostamento al limite elastico come (Paulay & Priestley 1992):

$$\Delta_{y1} = \frac{F_{y1} \ell^3}{3EJ} = \frac{M_{y1} \ell^2}{3EJ} \quad (3.161)$$

e dal momento che la curvatura ϕ , nella generica sezione, in campo elastico lineare è data da:

$$\phi = \frac{M}{EJ} \quad (3.162)$$

si ottiene:

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1} \ell^2}{3} \quad (3.163)$$

dove la ϕ_{y1} è data dalla (3.101).

Determinazione dello spostamento in condizioni di “snervamento sostanziale” Δ_{ys} :

Calcolando il momento statico del diagramma delle curvature per un pannello/mensola di altezza ℓ in condizioni di “snervamento sostanziale”, in via approssimata, si ottiene lo spostamento come segue:

$$\Delta_{ys} \cong \frac{\phi_{ys} \ell}{2} \cdot \frac{2}{3} \ell = \frac{\phi_{ys} \ell^2}{3} \quad (3.164)$$

dove la ϕ_{ys} è data dalla (3.103).

3.2.3.3 Determinazione della capacità duttile μ_Δ

Per lo schema statico fondamentale di una mensola in cemento armato di lunghezza ℓ , dotata di resistenza costante lungo il proprio asse e soggetta ad una forza trasversale concentrata F all'estremità libera, la duttilità cinematica in termini di spostamento della struttura $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ è esprimibile in funzione della duttilità flessionale della sezione in termini di curvatura $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ come segue (Paulay & Priestley 1992 pag. 141, vedi Appendice A1.1):

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) (\mu_{\phi} - 1) \quad (3.165)$$

in cui:

$$\alpha = \frac{\ell_p}{\ell} \quad (3.166)$$

(dove ℓ_p è la lunghezza della cerniera plastica, vedi Appendice A1.2) e

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.167)$$

(duttilità flessionale della sezione in termini di curvatura).

Come lunghezza della cerniera plastica ℓ_p , si può adottare l'espressione convenzionale:

$$\ell_p = 0.08z + 0.02\phi_l f_{y[MPa]} \quad (3.168)$$

appositamente calibrata da Paulay & Priestley (1992 pag. 142, vedi Appendice A1.2) per la determinazione del contributo plastico allo spostamento ultimo dell'elemento strutturale a mensola.

Come curvatura di snervamento ϕ_y , si può adottare il valore di curvatura ϕ_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale” fornito dalla (3.103).

Come curvatura ultima ϕ_u , si può adottare il valore di curvatura $\phi_{u, sb}$ in condizioni ultime, adottando (in ogni caso, senza differenze sostanziali dal punto di vista ingegneristico) il legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, fornito dalla (3.121).

Pertanto:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{u, sb}}{\phi_{ys}} \quad (3.169)$$

3.2.3.4 Determinazione dello spostamento ultimo Δ_u

Dalla (3.11) si ha direttamente:

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_{\Delta} \quad (3.170)$$

dove, come Δ_y è necessario utilizzare il Δ_{ys} fornito dalla (3.164), per cui si ha:

$$\Delta_u = \Delta_{ys} \cdot \mu_\Delta \quad (3.171)$$

3.2.3.5 Determinazione della rigidezza k in condizioni di snervamento

Dalla (3.10) si ha direttamente:

$$k = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (3.172)$$

Si può valutare la rigidezza k_1 in condizioni di “primo snervamento”:

$$k_1 = \frac{F_{y1}}{\Delta_{y1}} \quad (3.173)$$

Si può valutare la rigidezza k_s in condizioni di “snervamento sostanziale”:

$$k_s = \frac{F_{ys}}{\Delta_{ys}} \quad (3.174)$$

3.2.3.6 Relazione tra μ_Δ e μ_ϕ per una mensola in cemento armato

In questa sezione si richiamano i passaggi analitici riportati nella letteratura tecnica consolidata (Paulay & Priestley 1992 pag. 140-141) necessari per l'identificazione di una relazione tra la *duttilità cinematica in termini di spostamenti della struttura* $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ e la

duttilità flessionale della sezione in termini di curvatura $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$, dove ϕ_y è la curvatura allo

snervamento e ϕ_u è la curvatura ultima della sezione.

Si consideri, ad esempio, il *caso fondamentale di una mensola in cemento armato* di lunghezza ℓ , dotata di resistenza costante lungo il proprio asse e soggetta ad una forza trasversale concentrata F all'estremità libera (rappresentata in Fig. 3.11).

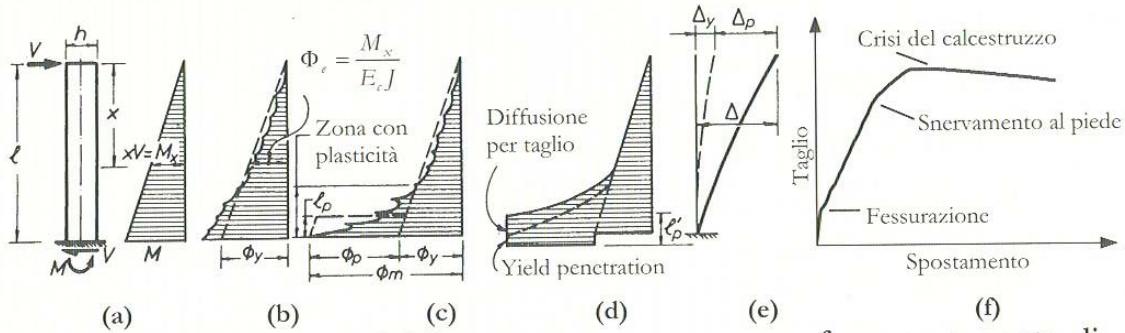


Figura 3.11 Risposta, in termini di momento, curvatura e curva forza-spostamento, di una mensola in cemento armato sollecitata da una forza orizzontale crescente posta in sommità (figura tratta da Petrini, Pinho & Calvi 2004 pag. 57, a sua volta adattata da Paulay & Priestley 1992 pag.139).

Per calcolare la capacità di duttilità μ_Δ , è sufficiente quindi valutare lo spostamento al limite elastico Δ_y e lo spostamento ultimo tollerabile dalla struttura Δ_u . Per fare ciò è indispensabile conoscere l'andamento del legame momento-curvatura della sezione trasversale (ipotizzata costante lungo tutto l'asse della trave), ed, in particolare, la curvatura al limite elastico ϕ_y e quella ultima tollerabile dalla sezione ϕ_u .

Lo spostamento al limite elastico vale:

$$\Delta_y = \frac{F_y \ell^3}{3EJ} = \frac{M_y \ell^2}{3EJ} = \frac{\phi_y \ell^2}{3} \quad (3.175)$$

dove si è assunto che la curvatura ϕ abbia un andamento lineare e sia fornita, nella generica sezione, dal rapporto $\frac{M}{EJ}$.

Lo spostamento ultimo tollerabile dalla struttura è dato da:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (3.176)$$

dove Δ_p è lo spostamento prodotto dalla rotazione plastica θ_p che si verifica alla base della mensola. Tale rotazione interessa un concio della trave, di dimensioni finite, che prende usualmente il nome di *cerniera plastica*. Per cerniera plastica si intende un concio di elemento strutturale in cui, convenzionalmente, si suppongono applicate tutte le deformazioni plastiche di modo che la rotazione plastica vale:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \ell_p \quad (3.177)$$

dove ℓ_p è la lunghezza della cerniera plastica. Al progredire delle deformazioni plastiche si ipotizza ancora ragionevolmente che le rotazioni si verifichino intorno al centro del concio plastico. In tal caso si ha:

$$\Delta_p = \theta_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} \right) = (\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (3.178)$$

o anche:

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \ell^2 \quad (3.179)$$

avendo posto:

$$\ell_p = \alpha \cdot \ell \quad (3.180)$$

In definitiva, la duttilità della struttura è data da:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \ell^2}{\frac{\phi_y \ell^2}{3}} \quad (3.181)$$

che fornisce:

$$\mu_\Delta = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} \quad (3.182)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) (\mu_\phi - 1) \quad (3.183)$$

Questa equazione, che fornisce un legame tra μ_Δ e μ_ϕ , mostra che, per avere una data duttilità della struttura, essendo α molto minore dell'unità, è necessario potere fare affidamento su una duttilità della sezione molto maggiore. Ad esempio, per ottenere $\mu_\Delta = 4$ si deve avere:

Tabella 3.1 Valori della duttilità in curvatura necessaria ad ottenere una duttilità cinematica pari a 4, al variare della lunghezza della cerniera plastica

$\alpha = \frac{\ell_p}{\ell}$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
μ_ϕ	21.5	11.5	8.2	6.6	5.6	4.9	4.5

In termini generali, la relazione tra la duttilità dell'elemento e la duttilità della sezione può essere scritta integrando le curvature lungo la lunghezza dell'asta (Paulay & Priestley 1992 pag. 140, Faella & Ramasco 2002 pag. 412):

$$\mu_\delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\int_0^\ell \phi(x) x dx}{\int_0^\ell \phi_e(x) x dx} = \frac{C_1 \cdot \phi_u}{C_2 \cdot \phi_y} = \frac{C_1}{C_2} \mu_\phi \quad (3.184)$$

dove $\phi(x)$ e $\phi_e(x)$ rappresentano la distribuzione delle curvature rispettivamente in corrispondenza dello spostamento ultimo e dello spostamento al limite elastico, C_1 e C_2 sono due costanti da determinare caso per caso e la distanza x è misurata a partire dall'estremità libera della mensola.

3.2.3.7 Considerazioni sulla cerniera plastica

La *lunghezza della cerniera plastica* gioca un ruolo fondamentale. Da un punto di vista teorico, la lunghezza della cerniera plastica potrebbe essere determinata sulla base dell'integrazione della distribuzione delle curvature, tuttavia tale procedura conduce a valori che non trovano riscontro nei dati sperimentali. Questa discrepanza è dovuta:

- sia alla difficoltà di descrivere l'effettiva distribuzione delle curvature nelle zone dove le deformazioni plastiche sono più elevate;
- sia al fatto che, al variare del materiale, giocano un ruolo significativo diversi fenomeni non tutti facilmente riproducibili per via analitica.

Per gli elementi delle strutture intelaiate, sono state fornite numerose relazioni che forniscono una stima soddisfacente della lunghezza della cerniera plastica (Faella & Ramasco 2002 pag. 413):

$$\ell_p = 0.25h + 0.075z \quad (\text{Sawyer 1964}) \quad (3.185)$$

$$\ell_p = 0.5h + 0.05z \quad (\text{Mattock 1967}) \quad (3.186)$$

$$\ell_p = 0.08z + 0.02\phi_l f_{y[MPa]} \quad (\text{Paulay \& Priestley 1992 pag. 142}) \quad (3.187)$$

dove h è l'altezza della sezione trasversale, z è la distanza della sezione critica dal punto di inversione del momento, ϕ_l è il diametro delle barre di armatura longitudinale e $f_{y[MPa]}$ la tensione di snervamento dell'acciaio (da esprimersi in $[MPa = \frac{N}{mm^2}]$).

Vale la pena ricordare la *differenza* (vedi Fig. 3.11) *che intercorre tra la lunghezza della cerniera plastica e la ampiezza della regione critica in cui si diffondono le plasticizzazioni* (Paulay & Priestley 1992 pag. 142, Faella & Ramasco 2002 pag. 414):

- l'ampiezza della regione critica, di entità più rilevante, è *la porzione di elemento in cui occorre porre una particolare cura nei dettagli costruttivi per ottenere adeguate capacità rotazionali*;
- la cerniera plastica è invece una *astrazione di calcolo* che vuole individuare una zona dell'elemento strutturale in cui si pensa concentrata tutta la deformazione plastica e nella quale la curvatura è assunta costante, introdotta in modo convenzionale per ottenere una stima realistica dello spostamento ultimo della struttura.

3.2.3.8 Recenti sviluppi della ricerca sulla corretta determinazione della duttilità cinematica di una parete in c.a. per approcci progettuali agli spostamenti

Nel paragrafo 3.2.3.6 sono riassunti i passaggi logici per la identificazione della duttilità cinematica, con riferimento all'esempio di una parete in c.a. a mensola. I risultati mostrati sono relativi a principi universalmente accettati nella comunità scientifica internazionale e descritti in dettaglio da Paulay & Priestley in una pubblicazione del 1992.

Quindici anni dopo, nel 2007, lo stesso Priestley, nel libro “*Displacement-Based Design of Structures*”, propone alcuni aggiornamenti nelle formule applicative per la determinazione delle caratteristiche deformative delle strutture. In sostanza tali formule, che in precedenza avevano uno scopo solamente indicativo (servivano a fornire l'ordine di grandezza), vengono

ora specializzate in funzione di elementi quali la geometria strutturale e tenendo spesso conto di dettagli derivanti da risultanze sperimentali, a motivo del fatto che ora le considerazioni sulle deformazioni, per quanto riguarda i metodi di progettazione di nuova generazione, basati appunto sugli spostamenti, hanno assunto una fondamentale importanza.

In questa sezione vengono richiamati gli aggiornamenti proposti per tali formule ed i passaggi analitici che permettono di ottenere le nuove relazioni (Priestley et al. 2007, chapter 6). Di seguito si farà riferimento caso fondamentale della mensola in cemento armato considerato nel paragrafo 3.2.3.6, considerando le stesse notazioni adottate nella figura 3.11. L'obiettivo è quello di stimare lo spostamento al limite elastico Δ_y , lo spostamento ultimo Δ_u e, conseguentemente, la duttilità cinematica $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

Determinazione della lunghezza della cerniera plastica ℓ_p :

Per la stima della lunghezza della cerniera plastica, ℓ_p ; Priestley et al. 2007 (eq. 6.7) fornisce la seguente relazione, valida per le pareti portanti in cemento armato:

$$\ell_p = k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} \quad (3.188)$$

Dove:

- ℓ e h sono, rispettivamente, la lunghezza della mensola in c.a. e l'altezza della sezione,
 - $k = 0.2(f_u / f_y - 1) \leq 0.08$,
 - f_u / f_y è il rapporto fra la tensione di rottura e di snervamento delle barre longitudinali di armatura,
 - $\ell_{sp} = 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]}$ è la lunghezza di “*strain penetration*”, ossia la lunghezza della penetrazione dello snervamento all'interno della fondazione (con f_y espresso in MPa e il diametro delle barre longitudinali d_{bl} espresso in mm)
-

Determinazione della duttilità cinematica:

Lo spostamento al limite elastico viene determinato in maniera analoga a quanto già riportato nel paragrafo 3.2.3.6, con l'aggiunta della lunghezza di strain penetration ℓ_{sp} , la quale produce un virtuale allungamento della lunghezza della mensola:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (\ell + \ell_{sp})^2}{3} \quad (3.189)$$

Come già accennato, Priestley et al. 2007 (eq. 4.57a) fornisce per la curvatura allo snervamento della sezione, ϕ_y , la seguente relazione, valida per le pareti portanti in cemento armato a sezione rettangolare:

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (3.190)$$

Per le pareti in cemento armato con sezione a T o I va utilizzata l'eq. 4.57e, qui di seguito riportata:

$$\phi_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (3.191)$$

Quindi la (245) diventa:

$$\Delta_y = \frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 ; \Delta_y = \frac{1.5\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 \quad (3.192)$$

, rispettivamente per pareti a sezione rettangolare e a T o I.

Allo stesso modo, lo spostamento ultimo Δ_u viene così specializzato (per pareti a sezione rettangolare):

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \theta_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) = \frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 + (\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) \quad (3.193)$$

Dove:

$$\text{la curvatura ultima della sezione, } \phi_u, \text{ dalla eq. (207) vale: } \phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h}$$

Infine, la duttilità cinematica della struttura (per pareti a sezione rettangolare) è data da:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y)\ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} \quad (3.194)$$

3.3 Formulazioni analitiche approssimate da utilizzare per scopi progettuali

In questa sezione vengono sviluppate formulazioni analitiche rispondenti ad esigenze/requisiti di normativa, messe a punto per scopi essenzialmente progettuali. Per tale motivo, tali relazioni potranno talvolta contenere semplificazioni di calcolo e approssimazioni di vario genere al solo scopo di fornire strumenti progettuali di immediato utilizzo, pur mantenendo uno stretto legame con la correttezza del risultato.

Con riferimento a pareti a mensola in c.a. caricate mediante una forza orizzontale applicata in sommità, vengono di seguito riportati gli sviluppi relativi:

- al calcolo della rigidezza flessionale di tali elementi;
- alla determinazione dell'armatura orizzontale a taglio;
- alla valutazione delle condizioni necessarie ad imporre una rottura duttile di tipo flessionale con “strappamento” dell'acciaio teso.

3.3.1 La rigidezza del pannello

Prima dello snervamento dell'acciaio delle barre di armatura, cioè in campo elastico-lineare, il pannello in c.c.a. (di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$, soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, vedi Fig. 3.8) può trovarsi in tre condizioni:

1. tutte le sezioni lungo l'altezza del pannello sono fessurate (condizione totalmente fessurata);
 2. tutte le sezioni lungo l'altezza del pannello non sono fessurate (condizione interamente reagente);
 3. una porzione del pannello presenta le sezioni fessurate ed la restante porzione non fessurata (condizione parzialmente fessurata).
-

3.3.1.1 Condizione totalmente fessurata

Per la condizione totalmente fessurata, trascurando la deformabilità tagliante, la rigidezza del pannello può essere espressa direttamente come:

$$k_{fess} = \frac{3E_c J_2}{\ell^3} \quad (3.195)$$

dove E_c rappresenta il modulo elastico del calcestruzzo e J_2 rappresenta il momento di inerzia della sezione fessurata (così come calcolato sotto l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, resistenza nulla del calcestruzzo a trazione, comportamento elastico lineare di entrambi i materiali calcestruzzo e acciaio). Il momento di inerzia di una sezione rettangolare in c.c.a. fessurata si può calcolare come segue:

$$J_2 = \frac{b \cdot x^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_c} (A_{si} \cdot d_i^2) \quad (3.196)$$

dove b rappresenta la base della sezione (è lo spessore “efficace” del pannello), x rappresenta la posizione dell'asse neutro (in campo elastico-lineare, prima dello snervamento) valutata a partire dal lembo più compresso di calcestruzzo, E_c è il modulo di elasticità del calcestruzzo, E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio, A_{si} l'area della i -esima barra di armatura e d_i la distanza della i -esima barra di armatura dall'asse neutro. Si noti che la posizione x dell'asse neutro dipende dall'entità dello sforzo normale presente sulla sezione.

Per pannelli debolmente armati, il contributo dovuto alla deformabilità tagliante può essere trascurato per pannelli di dimensioni sino a rapporti $\frac{h}{\ell} \leq 1$.

I valori delle rigidezze così ottenuti sono confrontabili con quelli sviluppati nella sezione 3.2.2.8.

3.3.1.2 Condizione interamente reagente

Per la condizione interamente reagente, la deformabilità del pannello può essere espressa come:

$$\frac{1}{k} = \frac{\ell^3}{3E_c J_1} + \frac{\ell \cdot \chi}{G \cdot A} \quad (3.197)$$

dove il momento di inerzia della sezione interamente reagente J_1 si può calcolare come segue:

$$\begin{aligned} J_1 &= \int_{-h/2}^{h/2} (bdz + b\rho ndz)z^2 = \int_{-h/2}^{h/2} bz^2 dz + \int_{-h/2}^{h/2} b\rho nz^2 dz = \frac{bh^3}{12} + \frac{bh^3}{12} \rho n = \\ &= \frac{bh^3}{12} (1 + \rho n) \cong \frac{bh^3}{12} \end{aligned} \quad (3.198)$$

G è il modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo:

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (3.199)$$

ν è il coefficiente di dilatazione trasversale di Poisson, A l'area della sezione (di base b ed altezza h):

$$A = b \cdot h \quad (3.200)$$

e χ è il fattore di taglio che, per una sezione rettangolare, vale 1.2.

Tutto il pannello è in condizioni non fessurate quando il momento flettente massimo è inferiore al momento critico di fessurazione così come definito nel seguito.

Il momento critico di fessurazione è definito come quel momento flettente in corrispondenza del quale, nella fibra maggiormente sollecitata a trazione, si raggiunge una tensione $\sigma_{t,\max}$ pari alla resistenza a trazione del conglomerato f_{ct} .

Considerando un corpo bidimensionale, la tensione $\sigma_{t,\max}$ può essere valutata, ad una generica quota x dalla sommità del pannello, come segue:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{M(x)}{W} - \frac{N}{A} \quad (3.201)$$

che, per i pannelli in esame (in via approssimata, trascurando il contributo dell'armatura), diviene:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{6 \cdot M(x)}{b \cdot h^2} - \frac{N}{b \cdot h} \quad (3.202)$$

Pertanto il momento critico vale:

$$M_{cr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \left(f_{ct} + \frac{N}{b \cdot h} \right) \quad (3.203)$$

3.3.1.3 Condizione parzialmente fessurata

Nel caso di sezione parzialmente fessurata, la rigidezza alla traslazione orizzontale può essere valutata a partire dalla deformazione δ di un pannello, soggetto ad un generico carico orizzontale F , schematizzato idealmente in due porzioni (vedi Fig. 3.12):

- una in cui il calcestruzzo, avendo superato nelle fibre più sollecitate le proprie resistenze a trazione, è fessurato e reagisce solo a compressione (di altezza $\ell - x_{cr}$);
- un'altra in cui il calcestruzzo, non avendo superato nelle fibre più sollecitate le proprie resistenze a trazione, reagisce sia a trazione che a compressione (di altezza x_{cr}).

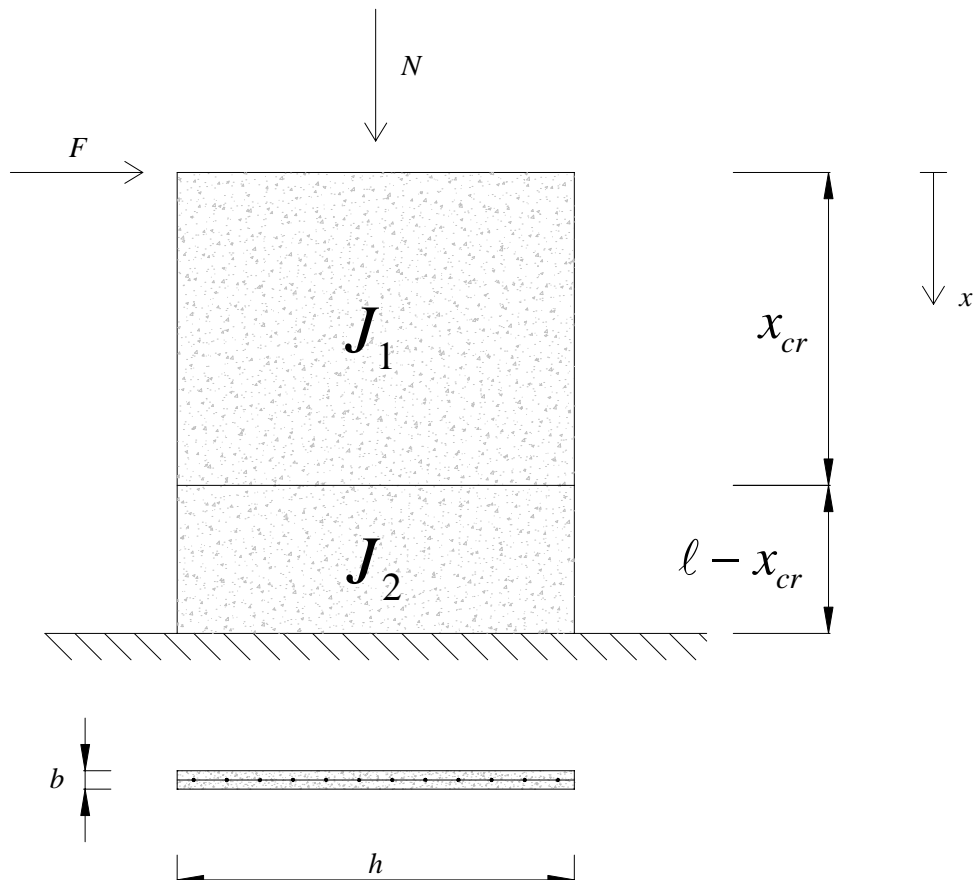


Figura 3.12 Porzioni di calcestruzzo non fessurata e fessurata del pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

Così come anche riportato in Fig. 3.12, J_1 e J_2 indicano rispettivamente il momento di inerzia della sezione interamente reagente e della sezione fessurata, così come ottenuti nei paragrafi precedenti.

La *deformazione flessionale* può essere ottenuta applicando il principio dei lavori virtuali come segue:

$$1 \cdot \delta_f = \int_0^{x_{cr}} \frac{M \cdot M'}{E_c J_1} \cdot dx + \int_{x_{cr}}^{\ell} \frac{M \cdot M'}{E_c J_2} \cdot dx \quad (3.204)$$

dove:

$$\begin{aligned} M &= F \cdot x \\ M' &= 1 \cdot x \end{aligned} \quad (3.205)$$

Si ottiene pertanto:

$$\begin{aligned} \delta_f &= \int_0^{x_{cr}} \frac{F \cdot x^2}{E_c J_1} \cdot dx + \int_{x_{cr}}^{\ell} \frac{F \cdot x^2}{E_c J_2} \cdot dx \\ \delta_f &= \left[\frac{F \cdot x^3}{3E_c J_1} \right]_0^{x_{cr}} + \left[\frac{F \cdot x^3}{3E_c J_2} \right]_{x_{cr}}^{\ell} \\ \delta_f &= \frac{F}{3E_c J_1} [x^3]_0^{x_{cr}} + \frac{F}{3E_c J_2} [x^3]_{x_{cr}}^{\ell} \\ \delta_f &= \frac{F \cdot x_{cr}^3}{3E_c J_1} + \frac{F \cdot (\ell^3 - x_{cr}^3)}{3E_c J_2} \end{aligned} \quad (3.206)$$

Si riconoscono due contributi: l'uno relativa alla porzione non fessurata e l'altro relativa alla porzione fessurata del pannello.

La *deformazione tagliante* può essere approssimativamente ottenuta come segue:

$$\delta_T = \frac{F \cdot \ell \cdot \chi}{G \cdot A} \quad (3.207)$$

In virtù degli specifici valori dei parametri per i pannelli in esame, si ottiene:

$$\delta_T = \frac{F \cdot \ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_c \cdot (bh)} \quad (3.208)$$

In definitiva, la **deformazione totale** δ del pannello parzialmente fessurato è data da:

$$\delta = \delta_f + \delta_T = \left[\frac{F \cdot x_{cr}^3}{3E_c J_1} + \frac{F \cdot (\ell^3 - x_{cr}^3)}{3E_c J_2} \right] + \left[\frac{F \cdot \ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_c \cdot (bh)} \right] \quad (3.209)$$

e la rigidezza in campo elastico-lineare (acciaio non ancora snervato) del pannello parzialmente fessurato vale:

$$k = \frac{F}{\delta} \quad (3.210)$$

3.3.1.4 Determinazione dell'altezza critica del pannello

L'altezza critica è definita come quella quota in corrispondenza della quale l'azione combinata di taglio, flessione e sforzo normale provoca, nella fibra maggiormente sollecitata a trazione, una tensione $\sigma_{t,\max}$ pari alla resistenza a trazione del conglomerato f_{ct} .

Considerando un corpo bidimensionale, la tensione $\sigma_{t,\max}$ può essere valutata, ad una generica quota x dalla sommità del pannello, come segue:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{M(x)}{W} - \frac{N}{A} \quad (3.211)$$

che, per i pannelli in esame (in via approssimata, trascurando il contributo dell'armatura), diviene:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{6F \cdot x}{b \cdot h^2} - \frac{N}{b \cdot h} \quad (3.212)$$

Pertanto l'altezza critica vale:

$$x_{cr} = \frac{bh^2}{6F} \left(f_{ct} + \frac{N}{bh} \right) \quad (3.213)$$

Per la stima dell'altezza critica per i pannelli provati, al fine di tenere conto di possibili effetti flessionali locali generati dalle forature indotte dai casseri nei pannelli in esame, nei calcoli si assume: $f_{ct} = f_{ctk}$.

Per pannelli debolmente armati, il contributo dovuto alla deformabilità tagliente può essere trascurato per pannelli di dimensioni sino a rapporti $\frac{h}{\ell} \leq 1$, nel caso di valori $\ell - x_{cr}$ sufficientemente ampi (porzioni fessurate sufficientemente ampie).

3.3.2 Determinazione della percentuale di armatura orizzontale ρ_o necessaria per escludere la rottura fragile a taglio

Si consideri un pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v e percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, così come rappresentato in Fig. 3.13.

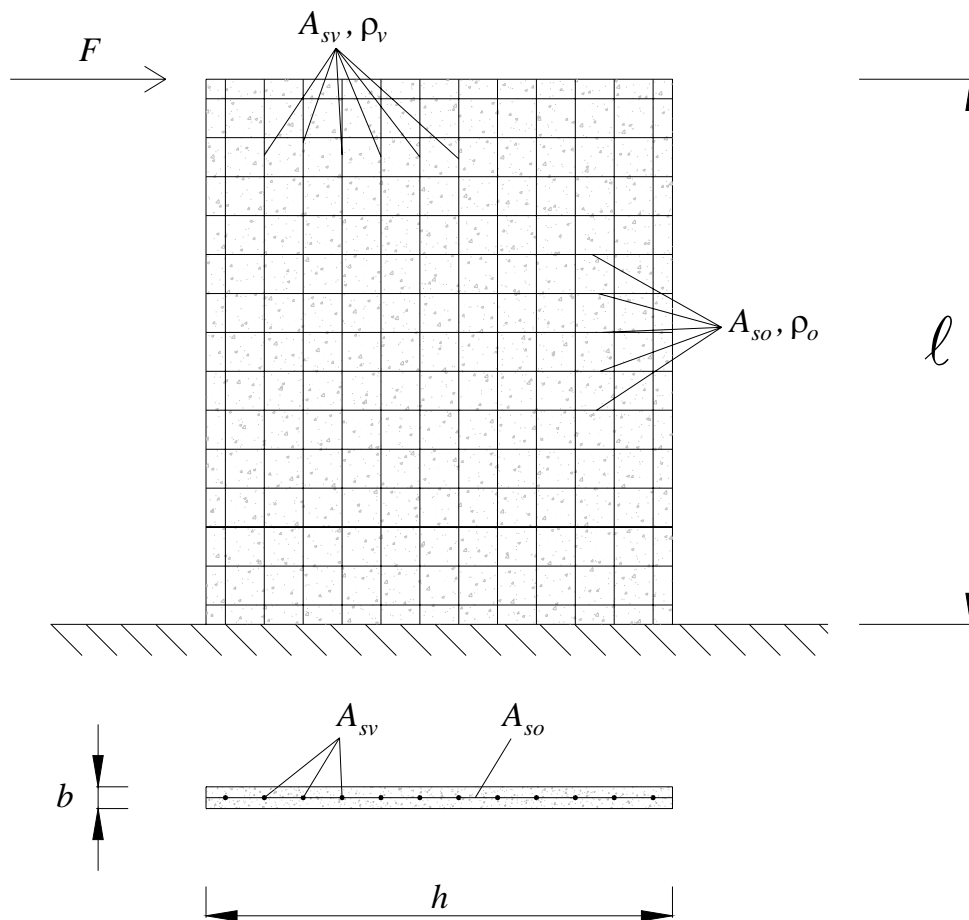


Figura 3.13. Pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v e percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

Si suppone che non siano presenti carichi verticali agenti sul pannello e che quindi il pannello non sia sollecitato a sforzo normale ($N = 0$). Si vogliono determinare:

- il valore $F_{u,M}$ della forza F che manda in crisi il pannello per flessione;

- il valore $F_{u,T}$ della forza F che manda in crisi il pannello per taglio;

al fine di individuare il minore dei due e quindi il tipo di rottura (a flessione o a taglio) della sezione.

L'armatura verticale ($A_{sv} = \rho_v b h$) deve essere in grado di prendere la risultante delle trazioni R_s che nasce nella sezione per effetto del momento flettente applicato. Il momento flettente è massimo alla base del pannello e vale:

$$M = F \ell \quad (3.214)$$

Ipotizzando un braccio della coppia interna pari a $0.9 \cdot h$, si ha:

$$R_s = \frac{M}{0.9 \cdot h} = \frac{F \ell}{0.9 \cdot h} \quad (3.215)$$

e quindi:

$$A_{sv} = \frac{R_s}{f_y} = \frac{M}{0.9 \cdot h \cdot f_y} = \frac{F \ell}{0.9 \cdot h \cdot f_y} \quad (3.216)$$

Il valore ultimo $F_{u,M}$ della forza F che manda in crisi il pannello per flessione si ottiene ribaltando la (3.216) come segue:

$$F_{u,M} = A_{sv} \cdot 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (3.217)$$

e quindi:

$$F_{u,M} = \rho_v b h \cdot 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (3.218)$$

$$F_{u,M} = \rho_v b \cdot 0.9 \cdot \frac{h^2}{\ell} \cdot f_y \quad (3.219)$$

L'armatura orizzontale ($A_{so} = \rho_o b \ell$) deve essere in grado di prendere lo sforzo di scorrimento S_s che è pari al taglio presente nel pannello. Il taglio è costante in tutto il pannello e vale :

$$T = F \quad (3.220)$$

Ragionando su un concio $\Delta x = \ell$ pari a tutta l'altezza del pannello ed ipotizzando un braccio della coppia interna pari a $z = 0.9 \cdot h$, lo sforzo di scorrimento tra la sommità e la base del pannello vale:

$$S_s = \frac{T \Delta x}{z} = \frac{F \ell}{0.9 \cdot h} \quad (3.221)$$

e quindi:

$$A_{so} = \frac{S_s}{f_y} = \frac{T \Delta x}{z \cdot f_y} = \frac{F \ell}{0.9 \cdot h \cdot f_y} \quad (3.222)$$

Il valore ultimo $F_{u,T}$ della forza F che manda in crisi il pannello per taglio si ottiene ribaltando la (3.222) come segue:

$$F_{u,T} = A_{so} 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (3.223)$$

e quindi:

$$F_{u,T} = \rho_o b \ell \cdot 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (3.224)$$

$$F_{u,T} = \rho_o b \cdot 0.9 \cdot h \cdot f_y \quad (3.225)$$

Pertanto il rapporto tra il valore ultimo $F_{u,M}$ della forza che manda in crisi il pannello per flessione ed il valore ultimo $F_{u,T}$ della forza che manda in crisi il pannello per taglio vale:

$$\frac{F_{u,M}}{F_{u,T}} = \frac{\rho_v b \cdot 0.9 \cdot \frac{h^2}{\ell} \cdot f_y}{\rho_o b \cdot 0.9 \cdot h \cdot f_y} = \frac{\rho_v}{\rho_o} \frac{h}{\ell} \quad (3.226)$$

Per avere rottura per flessione del pannello (che è molto probabilmente di tipo duttile, se la sezione è ben progettata a flessione) e quindi per escludere la rottura per taglio del pannello (che è sicuramente di tipo fragile) deve essere:

$$\frac{F_{u,M}}{F_{u,T}} < 1 \quad (3.227)$$

e quindi:

$$\frac{\rho_v}{\rho_o} \frac{h}{\ell} < 1 \quad (3.228)$$

In generale, allora, per escludere una rottura a taglio del pannello, la percentuale di armatura orizzontale deve rispettare la seguente limitazione:

$$\rho_o > \rho_v \frac{h}{\ell} \quad (3.229)$$

Nel caso particolare in cui $\rho_v = \rho_o$ (come accade per pannelli in c.c.a. ritrovabili in commercio come quelli a blocco–cassero a perdere con armatura centrale), la rottura a taglio è automaticamente esclusa quando:

$$\frac{h}{\ell} < 1 \quad (3.230)$$

(base h del pannello minore dell'altezza ℓ del pannello), cioè quando i pannelli sono snelli e non tozzi, come accade nella maggior parte delle costruzioni civili a pannelli portanti (per effetto della presenza di aperture quali porte e finestre).

3.3.3 Determinazione delle condizioni per avere rottura duttile lato acciaio (criterio per discernere il tipo di rottura per pannelli ad armatura diffusa)

Si ha rottura bilanciata (corrispondente alla retta limite “c”, che separa i campi 2 e 3, nel diagramma dei campi di rottura riportato in Fig. 3.2: raggiungimento contemporaneo della deformazione ultima del calcestruzzo ε_{cu} e della deformazione ultima dell'acciaio ε_{su}) quando:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \quad (3.231)$$

Si noti come si faccia riferimento al valore $y_{u, sb}$ di posizione di asse neutro ricavato adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, dal momento che, in condizioni di rottura bilanciata, questo risulta molto sollecitato.

Con riferimento alla Fig. 3.2, si ha rottura duttile lato acciaio quando:

$$\frac{y_u}{h} > \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \quad (3.232)$$

dove y_u può essere calcolato adottando legame costitutivo di tipo stress-block o di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, in funzione del campo di rottura in cui ci si trova.

Ipotizzando una rottura in campo 2b, si può ragionevolmente adottare il legame costitutivo di tipo stress-block, e quindi, dalla (3.72) si ha:

$$\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} > \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \quad (3.233)$$

Ponendo:

$$K = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \quad (3.234)$$

che, ad esempio, assumendo $\varepsilon_{su} = 50 \text{‰}$ (conservativo rispetto al 44‰ identificato nella sezione 3.1) e $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{‰}$, vale:

$$K = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} = \frac{50 \text{‰}}{50 \text{‰} + 3.5 \text{‰}} = 0.935 \quad (3.235)$$

si può scrivere:

$$\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} > K \quad (3.236)$$

$$0.8 - \nu > K(0.8 + \rho_m) \quad (3.237)$$

$$0.8 - K(0.8 + \rho_m) > \nu \quad (3.238)$$

$$\nu < 0.8 - K \cdot 0.8 - K\rho_m \quad (3.239)$$

$$\nu < -K\rho_m + 0.8(1 - K) \quad (3.240)$$

che, in virtù della (3.71), si può riscrivere in funzione della percentuale geometrica di armatura ρ come:

$$\nu < -\left(K \frac{f_y}{f_c}\right) \rho + 0.8(1 - K) \quad (3.241)$$

Questa condizione individua una regione nel piano $\rho - \nu$ delimitata dagli assi cartesiani e dalla retta:

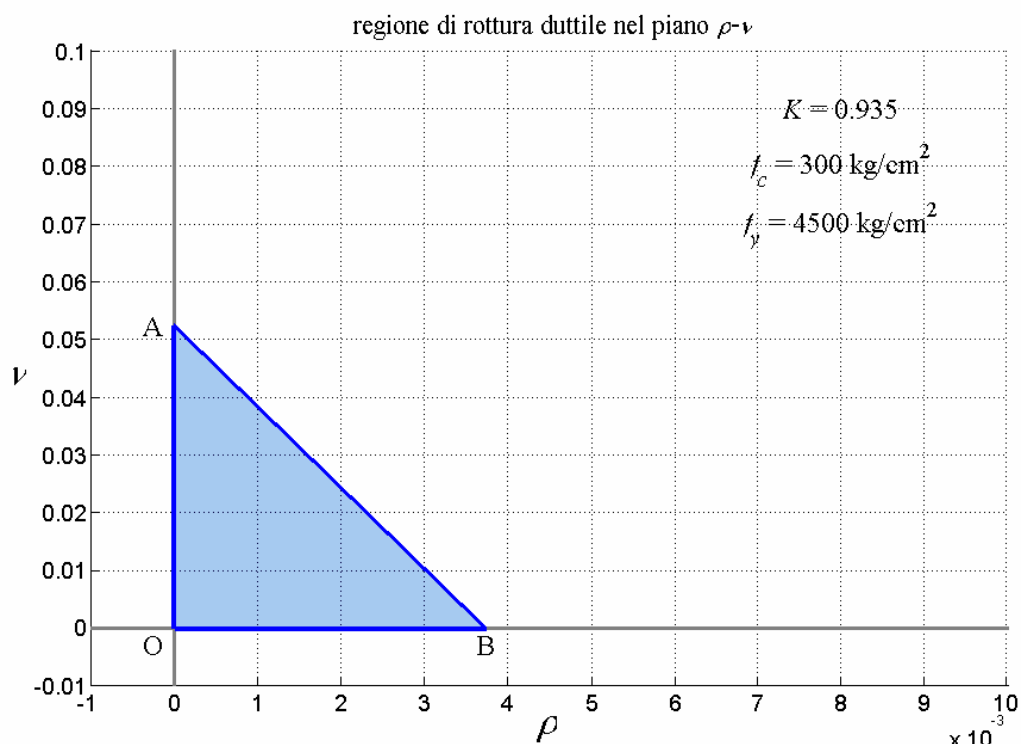
$$\nu = -\left(K \frac{f_y}{f_c}\right) \rho + 0.8(1 - K) \quad (3.242)$$

Se il pannello è caratterizzato da una percentuale geometrica di armatura ρ e da un tasso di impegno per sforzo normale ν che identificano un punto all'interno della regione evidenziata in Fig. 3.14, allora il pannello presenta rottura duttile lato acciaio.

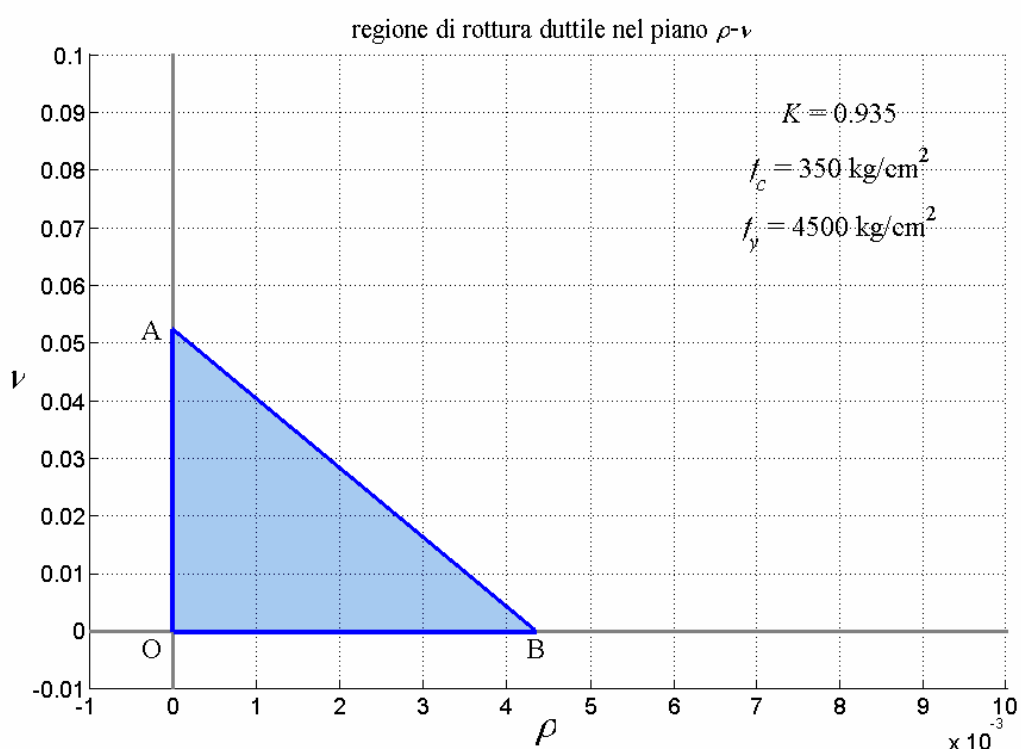
La retta fornita dalla (3.242) interseca gli assi cartesiani in corrispondenza dei punti:

$$A \equiv (\rho = 0; \nu = 0.8(1 - K)) \quad (3.243)$$

$$B \equiv \left(\rho = 0.8 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{1 - K}{K} \right); \nu = 0 \right) \quad (3.244)$$



(a)



(b)

Figura 3.14 Regione nel piano ρ - ν che identifica la rottura duttile lato acciaio del pannello, dove si è assunto: $K = 0.935$, $f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$, e (a) $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ e (b) $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Dalla (3.70), riconosciuto poi che la tensione normale media σ di compressione dovuta ad N vale:

$$\sigma = \frac{N}{bh} = \nu f_c \quad (3.245)$$

la condizione (3.241) per avere rottura duttile del pannello può essere espressa in termini di tensione normale media come segue:

$$\sigma < -(K \cdot f_y) \rho + 0.8(1 - K) f_c \quad (3.246)$$

Questa condizione individua una regione nel piano $\rho - \sigma$ delimitata dagli assi cartesiani e dalla retta:

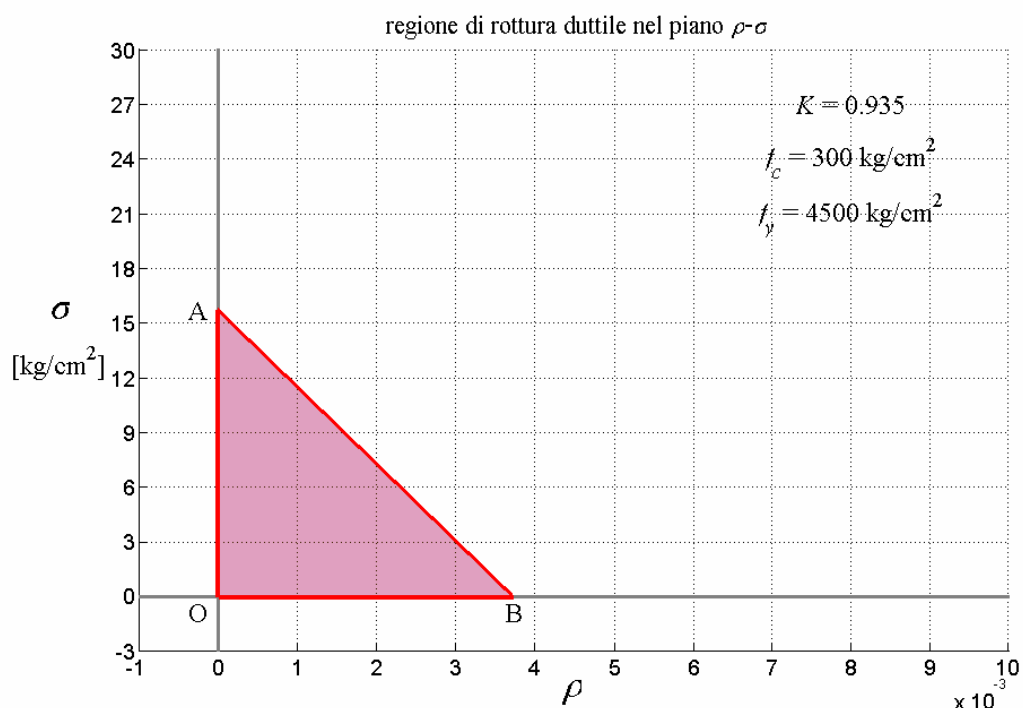
$$\sigma = -(K \cdot f_y) \rho + 0.8(1 - K) f_c \quad (3.247)$$

Se il pannello è caratterizzato da una percentuale geometrica di armatura ρ e da una tensione normale media σ di compressione dovuta ad N che identificano un punto all'interno della regione evidenziata in Fig. 3.15, allora il pannello presenta rottura duttile lato acciaio.

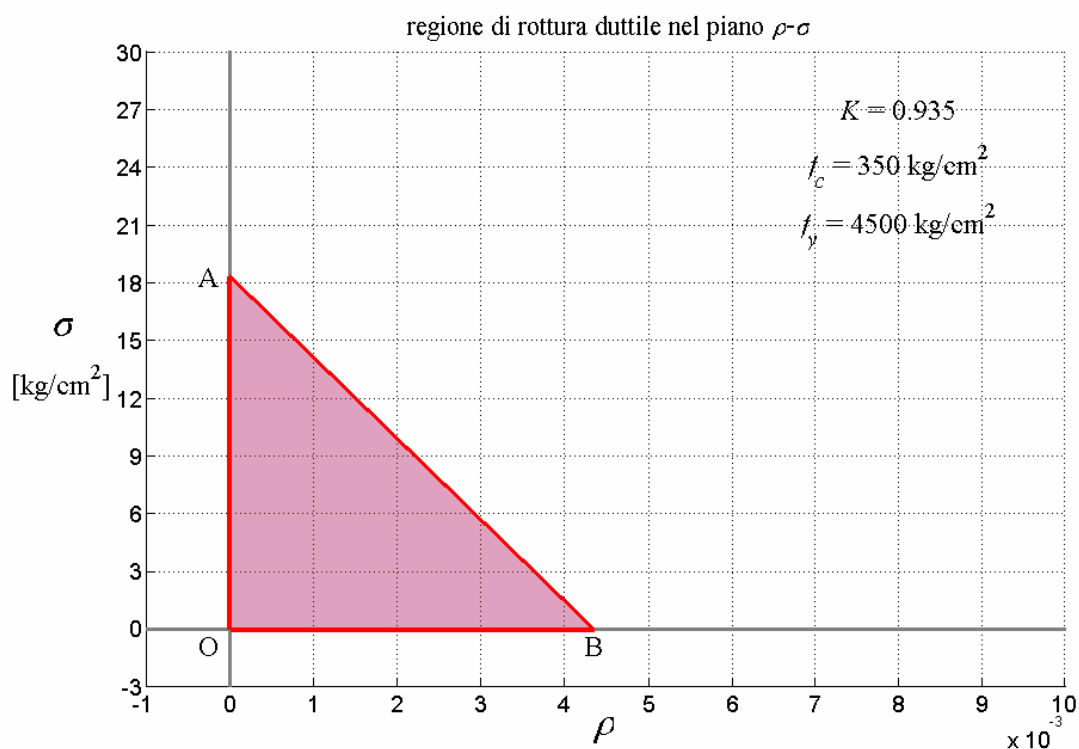
La retta fornita dalla (3.247) interseca gli assi cartesiani in corrispondenza dei punti:

$$A \equiv (\rho = 0; \sigma = 0.8(1 - K) f_c) \quad (3.248)$$

$$B \equiv \left(\rho = 0.8 \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{1 - K}{K} \right); \sigma = 0 \right) \quad (3.249)$$



(a)



(b)

Figura 3.15 Regione nel piano ρ - σ che identifica la rottura duttile lato acciaio del pannello, dove si è assunto: $K = 0.935$, $f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$, e (a) $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ e (b) $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Bibliografia

- [1] Petrini L., Pinho R. & Calvi G.M., “*Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici*”, IUSS Press, Pavia, 2004.
 - [2] Paulay T. & Priestley M.J.N., “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, John Wiley & Sons, New York, 1992.
 - [3] Faella G. & Ramasco R., “*La dinamica strutturale*”, Cap. VIII di Giangreco E., Ingegneria delle strutture, Volume secondo: Metodi di Analisi, UTET, Torino, 2002.
 - [4] Mattock A.H., Discussion of “*Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*”, by Corley W.G., Journal of Structural Division, ASCE, Volume 93 (ST2), 1967.
 - [5] Bachmann H., “*Influence of shear and bond on rotational capacity of reinforced concrete beams*”, in Memories. Association Internationale des Ponts et Charpentes, Volume 30, part II, pp. 11-28, Zurich.
 - [6] Dove R.C. & Matheu E.E., “*Ultimate Deflection Capacity of Lightly Reinforced Concrete Intake Towers*”, ACI Structural Journal, Volume 102, No. 2, March-April 2005.
 - [7] Strom R.W., Discussion of “*Ultimate Deflection Capacity of Lightly Reinforced Concrete Intake Towers*”, by Dove R.C. & Matheu E.E., ACI Structural Journal, Volume 102, No. 2, March-April 2005.
 - [8] Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J. “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, IUSS Press, Pavia, 2007.
 - [9] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [10] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
-

Parte II

Capitolo 4

La campagna di prove sperimentali: obiettivi

Sommario

Dopo aver identificato le proprietà che le strutture a pannelli portanti in c.a. devono possedere per ottenere un comportamento sismico “ottimale” (capitolo 2) e dopo aver sviluppato – specializzato le formulazioni analitiche necessarie per ottenerne le caratteristiche di resistenza e quelle cinematiche (capitolo 3), è stata effettuata un estesa campagna di prove sperimentali allo scopo di verificare il comportamento atteso delle strutture appartenenti alla tipologia strutturale così messa a punto.

Nel presente capitolo viene riportata la descrizione (i) degli obiettivi delle prove sperimentali effettuate, (ii) delle strategie attraverso le quali sono stati scelti–progettati i singoli elementi strutturali e (iii) delle modalità adottate per l'applicazione dei carichi orizzontali e verticali.

Summary

After the identification of the features that r.c. walls structures should assure in order to obtain an “optimal” seismic design (chapter 2) and the development – specialization of the analytical formulations to identify their strength and cinematic behaviour (chapter 3), a wide experimental campaign has been carried out in order to verify expected seismic performances of the constructive system developed.

This chapter presents the description of the (i) experimental test's objectives, (ii) choices made in order to design the specimens tested and (iii) operational mode adopted for the application of vertical and (cyclic) horizontal loads.

4.1 La campagna di prove sperimentali effettuata

Nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento genericamente a strutture a pannelli portanti in c.a. caratterizzate da comportamento duttile. Nei capitoli che seguono viene riportata la descrizione ed i relativi risultati di una estesa campagna di prove sperimentali mirata ad identificare il comportamento sismico di tali strutture. Le prove sperimentali, condotte presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo EUCENTRE di Pavia, sono state eseguite su singoli pannelli (in scala 1:1) e su una struttura con pianta ad H a due piani, con riferimento ad un particolare sistema costruttivo, esistente sul mercato delle costruzioni. Esso consente la realizzazione di pareti portanti in conglomerato cementizio opportunamente armato, mediante il getto di conglomerato cementizio ordinario all'interno di blocchi cassero in legno-cemento. Prima e/o durante i getti è previsto il posizionamento all'interno dei blocchi cassero di opportune armature sia orizzontali che verticali. In tal modo, si ottiene un manufatto in conglomerato cementizio armato caratterizzato dalla presenza diffusa di fori, i quali costituiscono circa il 30% dell'area resistente totale.

Per la descrizione in dettaglio del sistema costruttivo si rimanda al successivo capitolo 5. Qui di seguito viene riportata la descrizione degli obiettivi delle prove sperimentali effettuate, delle strategie di scelta dei singoli elementi, delle modalità adottate per l'applicazione dei carichi orizzontali.

E' opportuno precisare come presso il dipartimento DISTART di Bologna erano già state sviluppate negli anni (periodo 1990/2007) numerose prove su pannelli realizzate secondo tale metodo costruttivo. Tali prove, oltre a permettere una messa a punto di tali tipologie strutturali, hanno consentito di ottenere una ampia documentazione relativamente al comportamento delle strutture realizzate mediante tali sistemi costruttivi sotto l'effetto di azioni (statiche) agenti in direzione verticale. Per questo motivo le prove sviluppate presso l'Eucentre sono state rivolte prevalentemente alla valutazione del comportamento di tali strutture sotto l'effetto di azioni orizzontali (quali quelle indotte dall'azione del sisma) che danno informazioni a riguardo del loro comportamento dinamico (capacità smorzante, capacità duttile, etc.).

4.2 Gli elementi provati

In particolare, la campagna di prove sviluppate presso l'Eucentre ha avuto come oggetto di indagine:

- pannelli singoli (di varia tipologia, testati in vera grandezza) per la valutazione delle “prestazioni” offerte dai singoli componenti che costituiscono tali costruzioni (dimensioni dei pannelli provati 3 m x 3 m),

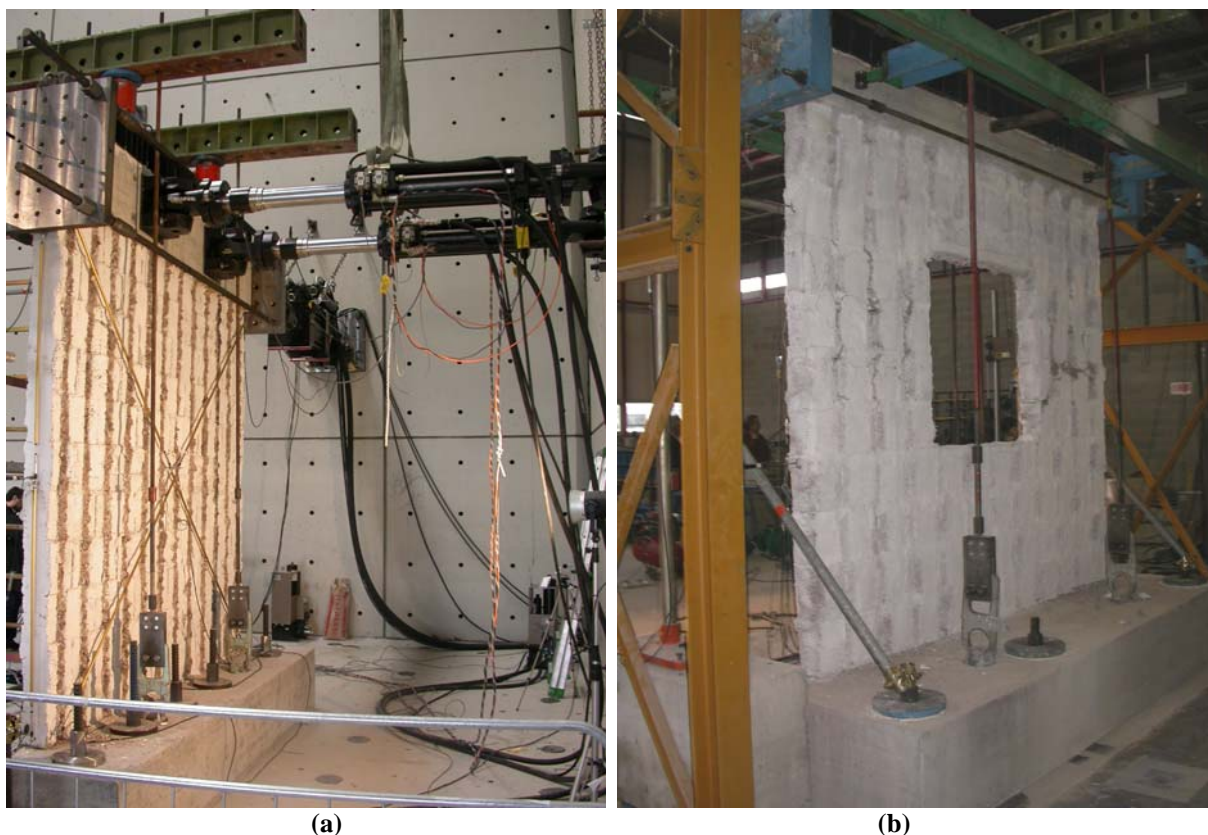


Figura 4.1: tipologia dei pannelli singoli provati; (a) pannello “pieno” e (b) pannello “forato”, caratterizzato dalla presenza di un’apertura centrale (finestra).

- un elemento “ad H” che vuole essere rappresentativo delle prestazioni di un sistema “assemblato” di diversi pannelli (anche il pannello ad H è stato provato “in vera grandezza”).



Figura 4.2 Un'immagine della struttura ad "H" a due piani, costituita mediante l'assemblaggio di diversi pannelli "pieni" (figura 4.1 a).

- due "conci" di pannello (dimensione 1m x 1 m), allo scopo di valutare eventuali effetti scala e per controllare le caratteristiche di resistenza a taglio dei pannelli di base, caratterizzati dalla presenza diffusa di fori.

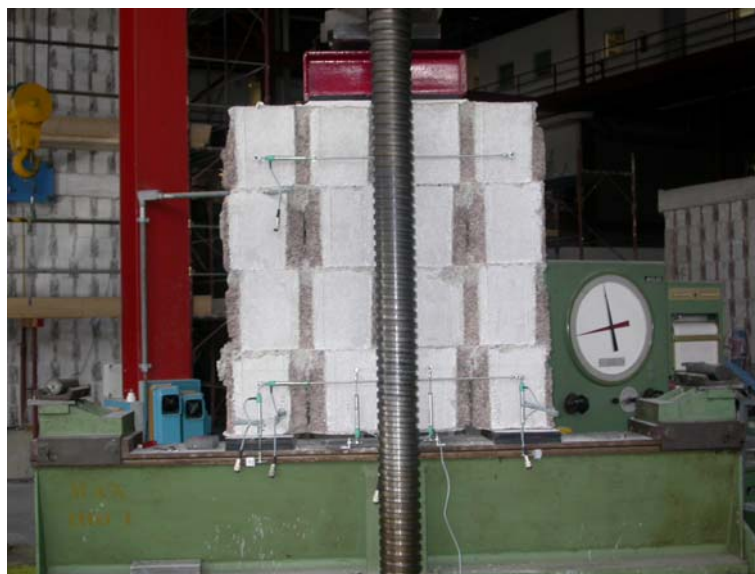


Figura 4.3 Immagine di un conco elementare di pannello, provato a taglio.

Le caratteristiche di dettaglio dei pannelli sono riportate negli appositi capitoli. La scelta di effettuare prove sia su pannelli singoli che su di un pannello ad H è stata fatta per poter raffrontare i risultati ottenuti dalle prove con altri risultati similari disponibili in letteratura.

Sono state effettuate 11 prove (8 su pannelli singoli, 1 sull'elemento ad H, ed 2 sui conci). Le prove sono state sviluppate con riferimento a pannelli differenti per geometria (alcuni pannelli sono pieni, altri si caratterizzano per una apertura), per carichi verticali applicati (a simulare diverse condizioni operative e per individuare l'influenza dello sforzo verticale nello sviluppo delle caratteristiche di resistenza e duttilità dei diversi elementi), e per armatura (sono stati provati anche pannelli privi di armatura orizzontale, al fine di valutarne l'influenza nello sviluppo delle resistenze al taglio).

4.3 Modalità di applicazione dei carichi orizzontali e verticali

Le prove sviluppate consistono sostanzialmente nella sollecitazione dei pannelli mediante una serie di carichi orizzontali (applicati nel piano dei pannelli in modo da deformare i pannelli stessi con spostamenti sia positivi che negativi). Le sollecitazioni sono state quindi applicate mediante martinetti a “doppio effetto” (che lavorano sia a trazione che a compressione, mostrati nella figura 4.1 a), allo scopo di simulare gli effetti del sisma. Sempre per simulare l’effetto ciclico indotto dall’azione del sisma, i pannelli sono stati deformati (tutte le prove sono state condotte in controllo di spostamenti) in modo da fare sì che, per ogni livello di deformazione imposto al pannello stesso, sia le deformazioni massime “positive” che quelle “negative” venissero sviluppate per ben tre volte. Tipicamente sono stati presi poi in considerazione 5 o 6 livelli di deformazione per ogni pannello provato. I livelli di deformazione sono stati scelti seguendo la seguente logica:

- 1 livello deformativo minimo (tipicamente 0,1 %) volto ad “assestare” l’elemento provato;
- 1 livello deformativo “intermedio” volto a valutare il comportamento degli elementi in campo elastico lineare;
- 1 o 2 livelli deformativi volti alla “identificazione” del limite di comportamento elastico lineare dei pannelli;
- 1 livello deformativo in campo di comportamento non lineare del pannello (conservativamente mantenuto distante dai limiti di deformabilità);
- 1 o più livelli deformativi “elevati” tesi alla identificazione del limite di deformabilità (deformazione massima) dell’elemento provato.

Ovviamente tali prove hanno comportato lo sviluppo di un elevato numero di cicli di carico da parte di ciascun elemento provato (in media sono stati effettuati $3 \times 5 = 15$ cicli doppi di carico), tale numerosità, (penalizzante per le caratteristiche di resistenza degli elementi provati) è stata però volutamente mantenuta alta al fine di valutare il possibile degrado di comportamento degli elementi.

Nello sviluppo delle prove i carichi verticali sono stati mantenuti costanti durante l'applicazione di tutti i cicli di carico orizzontale; Tali azioni sono state applicate mediante due martinetti idraulici posti sulla sommità e ripartiti sul singolo pannello mediante una trave in acciaio a doppio T con irrigidimenti verticali, come si può notare nelle figure 4.1a, 4.1b.

Relativamente all'elemento ad "H", i carichi verticali sono stati applicati utilizzando un sistema differente, ossia appoggiando sopra le solette di piano carichi costituiti da opportune zavorre (figura 4.2).

Per quanto riguarda la descrizione dettagliata degli elementi provati, delle modalità di prova e dei risultati ottenuti, si rimanda rispettivamente ai capitoli n. 5 e n. 6 seguenti.

Bibliografia

- [1] Gasparini G., Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. and Malavolta D. “*Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on R.C. panels made with wood-concrete caisson blocks*”, Proceedings of the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
 - [2] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [3] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
-

Capitolo 5

La campagna di prove sperimentali: il sistema costruttivo

Sommario

In questo capitolo vengono descritte le caratteristiche generali del sistema costruttivo che è stato oggetto della campagna di prove sperimentali effettuata. Vengono illustrate (i) le caratteristiche geometriche dei pannelli, (ii) la quantità e la posizione delle armature, (iii) le modalità con cui vengono realizzate le aperture (porte, finestre), le connessioni fra pannelli ortogonali (qui definite convenzionalmente con il nome di “chiavi elastiche”), con le fondazioni e con i solai.

Secondariamente, viene definito il criterio mediante il quale, per il calcolo e la verifica dei particolari elementi strutturali così definiti, è possibile far riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche di pannelli in conglomerato cementizio armato equivalenti (“equivalent RC Walls”). Tale criterio, qui definito con il nome di “Principio di equivalenza”, verrà validato attraverso il confronto delle formulazioni analitiche sviluppate – specializzate nel precedente capitolo 3 (e applicata ai suddetti “equivalent RC Walls”) con le risultanze sperimentali acquisite in seguito alle prove condotte.

Summary

This chapter describes general features of the constructive system object of the present research work. It shows (i) geometrical characteristics, (ii) quantity and positioning of reinforced steel bars, (iii) practical detailing for the realization of openings (windows and doors) as well as orthogonal panels, foundations and floors connections (here recalled as “chiavi elastiche”).

Furthermore, it has been defined the criterion for computing and verifying of the structural elements over-defined, using the geometrical and mechanical characteristics of “equivalent RC walls”. This criterion, here recalled as “Principio di equivalenza”, will be validated by means of comparison of the analytical formulations developed – specialized in the previous chapter n. 3 (and then applied) with the experimental results obtained from the campaign carried out.

5.1 Caratteristiche del sistema costruttivo

5.1.1 Caratteristiche generali

Il procedimento costruttivo oggetto della campagna di prove sperimentali consente la realizzazione di pareti portanti in conglomerato cementizio opportunamente armato, mediante il getto di conglomerato cementizio ordinario all'interno di blocchi cassero "a perdere" in legno-cemento. Tale procedimento costruttivo prevede la realizzazione di pareti portanti mediante il getto di conglomerato cementizio ordinario all'interno di blocchi cassero in legno-cemento. La particolare conformazione del cassero in legno-cemento fa sì che la parete così ottenuta si caratterizzi per la presenza di zone alveolari di alleggerimento. All'interno dei blocchi, prima del getto vengono posizionate opportune armature sia orizzontali che verticali, in modo tale da costituire, a getto completato, un setto in c.a. armato.

5.1.2 Il cassero

Il cassero in legno-cemento si caratterizza per la particolare conformazione rappresentata in Figura 5.1.



Figura 5.1 Blocco cassero in legno-cemento

I blocchi prefabbricati vengono realizzati utilizzando legno di recupero (vecchi pallets e bancali) mineralizzato e reso coerente tramite cemento Portland puro al 99%. All'interno di questi è possibile disporre uno strato di polistirolo in modo da migliorarne le caratteristiche di isolamento termico ed acustico.

5.1.3 Caratteristiche geometriche del blocco singolo

Il blocco è sagomato in modo da poter formare una parete di blocchi nel minor tempo e con la maggior efficacia possibile. Per fare questo sono previste delle scanalature sul lato trasversale che permettono di incastrare i casseri adiacenti in fase di posa per realizzare un allineamento pressoché perfetto ed immediato.

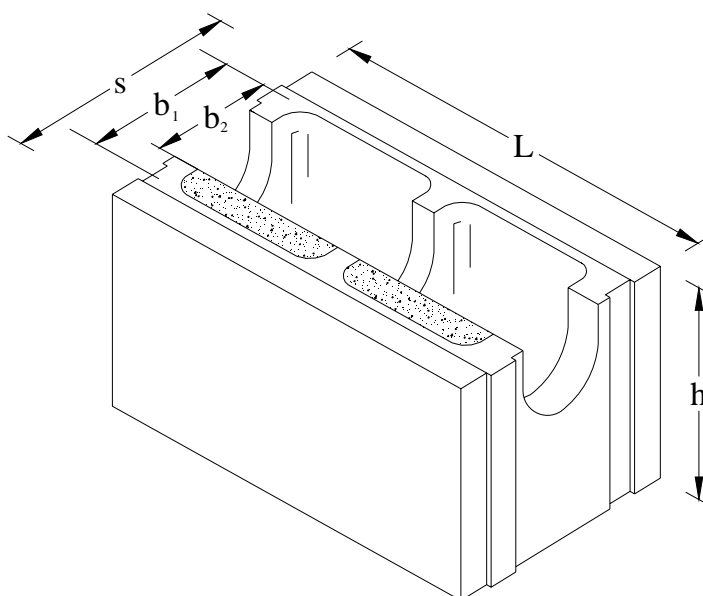


Figura 5.2 Geometria del blocco cassero in legno-cemento

La coerenza fra casseri adiacenti viene garantita sia verticalmente che orizzontalmente. Per quanto riguarda la coerenza orizzontale: è realizzata una scanalatura nella parte superiore dei blocchi cassero. Questa scanalatura, oltre a permettere la realizzazione di una continuità materiale orizzontale del calcestruzzo gettato in opera, consente la posa di una apposita armatura orizzontale. Per comodità, da qui in avanti, gli elementi di calcestruzzo armato orizzontali che vengono così a costituirsi verranno chiamati “*lunette*”.

Per quanto riguarda la coerenza verticale, i fori ad asse verticale presenti nei blocchi cassero, assieme alla disposizione disassata verticalmente dei blocchi stessi, consente la realizzazione di elementi in calcestruzzo a sviluppo verticale opportunamente armati (i fori consentono il posizionamento di una armatura verticale passante).

I casseri vengono commercializzati in diverse dimensioni in modo da poter realizzare pareti di diverso spessore. Le dimensioni della lunghezza “ L ” e dell’altezza “ h ”, così come rappresentate in figura, sono fisse e pari rispettivamente a 50cm e 25cm. I blocchi possono invece essere forniti per diversi spessori “ s ” (così come rappresentato in figura). Tipicamente vengono forniti spessori pari a $s=20; 25; 30$ cm. Tenendo conto degli spessori del cassero in legno cemento, lo spessore del calcestruzzo gettato all’interno del foro “ b_1 ” è pari a 14; 16; 21cm (rispettivamente per i blocchi di $s=20; 25; 30$ cm).

Sempre come indicato in figura, i casseri in legno cemento possono essere dotati di contro-fodera isolante (polistirolo, o altri materiali); tenendo conto della presenza di tale ulteriore elemento, gli spessori del calcestruzzo gettato all’interno del foro assumono i seguenti valori “ b_2 ”: 12; 14; 19cm (rispettivamente per i blocchi di $s = 20; 25; 30$ cm).

5.1.4 Assemblaggio dei blocchi

I blocchi sono posizionati in adiacenza l’uno con l’altro e su più file verticali sovrapposte semplicemente appoggiati gli uni sugli altri e disposti in modo sfalsato così come per la muratura ordinaria.

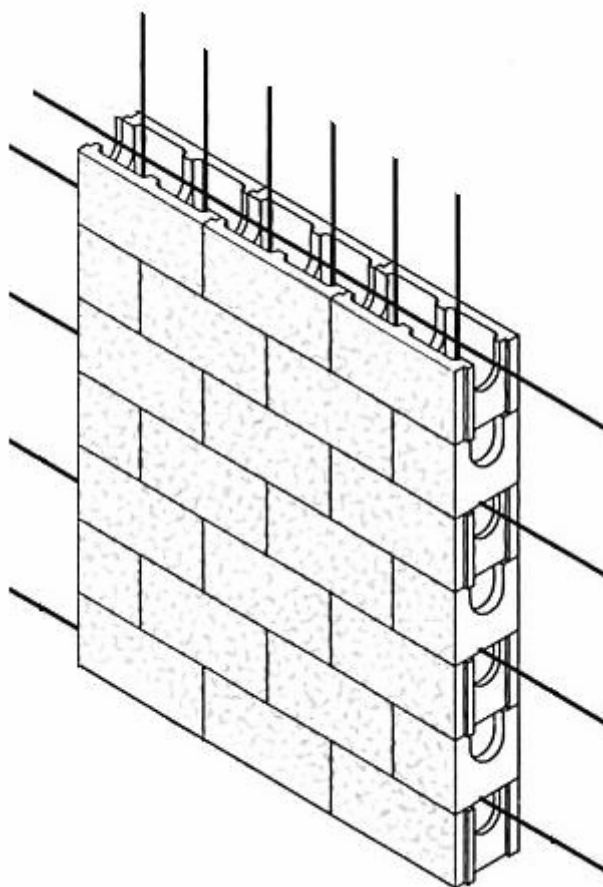


Figura 5.3 Assemblaggio dei blocchi cassero

Gettando il calcestruzzo all'interno dei blocchi si realizza una parete che può essere, a tutti gli effetti, assimilata ad un setto pieno in calcestruzzo di spessore " b " con elementi di alleggerimento costituiti dalle pareti interne del blocco cassero.

La struttura così ottenuta (indicata con il termine manufatto di calcestruzzo o "*structural concrete formation*") risulta essere una parete portante in conglomerato cementizio con l'armatura (sia verticale che orizzontale) posizionata nel piano centrale e caratterizzata da una griglia regolare di piccoli fori orizzontali (a tal proposito si vedano le figure 5.4 e 5.5). Questo reticolo di piccoli fori orizzontali (alcuni di spessore pari a quello dei trasversi presenti nei blocchi-cassero, altri caratterizzati da uno spessore doppio a causa del posizionamento accoppiato dei blocchi adiacenti), viene tipicamente descritta come "*grid type structural pattern*".

Nella figura seguente si riporta una fotografia di un pannello costruito con questa metodologia costruttiva a cui è stata tolta la parte esterna del cassero in modo da mettere in evidenza gli elementi di cassero presenti all'interno del setto di calcestruzzo.

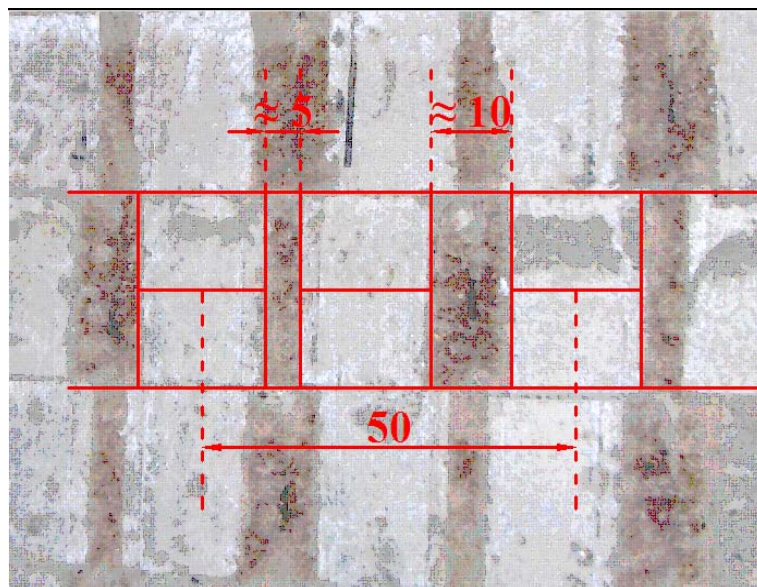


Figura 5.4 Percentuale di casseri all'interno del setto

Prendendo in esame il modulo ripetitivo di lunghezza 50cm, si è misurata la quota parte della lunghezza di questo riempita da casseri in legno-cemento. Dalle misurazioni questa è risultata di circa 15cm sul totale di 50cm, quindi si può affermare che la percentuale di vuoti interni al setto di calcestruzzo è circa del 30%.

In realtà in questa prima analisi non viene considerata la presenza delle cosiddette “lunette” trasversali che rappresentano una diminuzione della percentuale di vuoti nel setto di calcestruzzo. Si riporta nel seguito una foto di una sezione interna del pannello a cui sono stati tolti gli elementi di cassero nella loro totalità (pareti interne comprese).

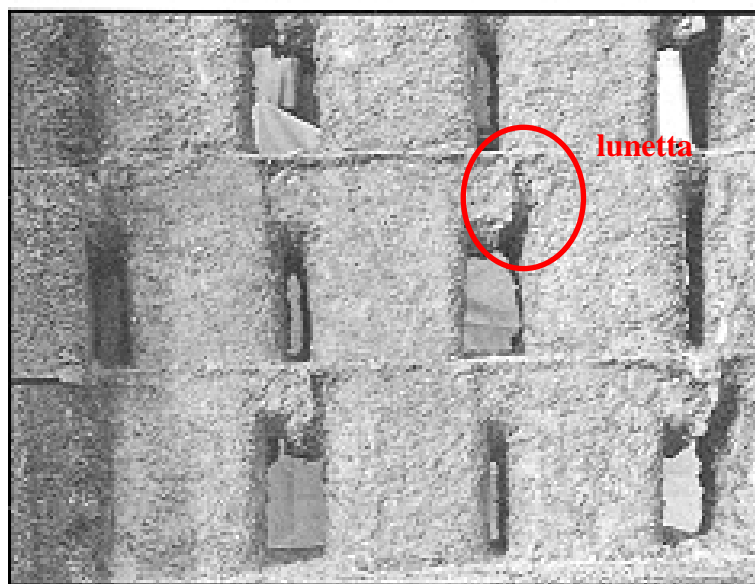


Figura 5.5 Sezione interna del setto di calcestruzzo epurato dai casseri

Quindi, si realizza una parete di spessore “ b ” caratterizzata da una percentuale di foratura sicuramente inferiore al 30% del totale.

Come verrà meglio descritto nel seguito, è stato sviluppato un apposito criterio di equivalenza che consente di trattare queste pareti portanti caratterizzate da una griglia regolare di fori come una parete continua equivalente di calcestruzzo armato.

5.1.5 Disposizione delle armature e dimensioni tipiche

Come accennato in precedenza, la particolare conformazione delle pareti laterali dei casseri, consente di disporre al centro degli incavi a forma di semiluna delle armature verticali in modo da formare degli elementi orizzontali aventi sezione quasi semicircolare dette appunto “*lunette*”.

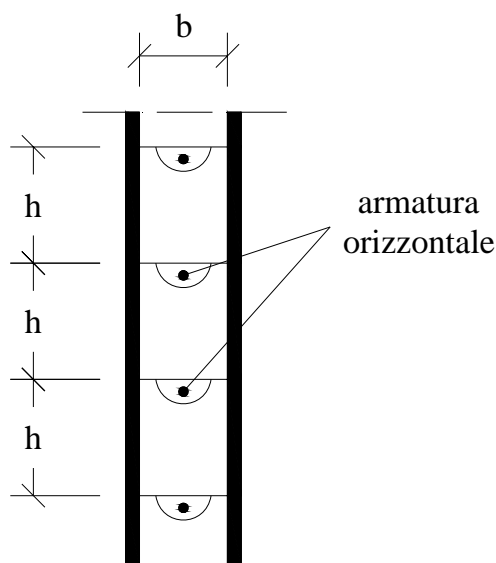


Figura 5.6 Schema di disposizione delle armature orizzontali

Tipicamente viene inserito un unico ferro $\phi 8$ ogni 25cm di altezza (valore di “ h ” standard) all’interno della lunetta che anch’essa ha dimensioni standard indipendenti dalla larghezza della parete (raggio $r = 6\text{cm}$).

Per quanto riguarda l’armatura verticale, questa viene inserita negli appositi spazi lasciati nelle pareti orizzontali dei casseri; generalmente si inserisce una sola barra verticale di dimensione $\phi 8$ in ogni foro presente nel cassero (quindi 2 barre in ogni cassero) realizzando un armatura verticale a passo standard di 25cm.

A discrezione del progettista, è ovviamente possibile inserire armature di diametro superiore, o addirittura più ferri per ogni incavo.

Si viene in questo modo a formare un reticolo di armatura a maglia costante di 25 cm.

L’armatura verticale ed orizzontale “standard” (posizionata nel piano centrale delle pareti) fornisce tipicamente un rapporto geometrico di armatura (area di armatura su area dell’effettiva sezione di calcestruzzo) che può variare fra lo 0,15 e lo 0,3 % (a seconda della tipologia di blocco e del diametro delle barre di rinforzo). Il quantitativo di armatura (in termini di peso) risulta essere variabile fra $0,25 \div 0,35$ kN di acciaio su metro cubo di calcestruzzo impiegato.

Questi quantitativi di armatura portano ad una classificazione delle pareti portanti ottenibili con tale metodo costruttivo (in accordo con le definizioni reperibili sia in letteratura

tecnica che nell'Eurocodice) come “strutture in conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura” o “*Lightly Reinforced Concrete Structures*”.

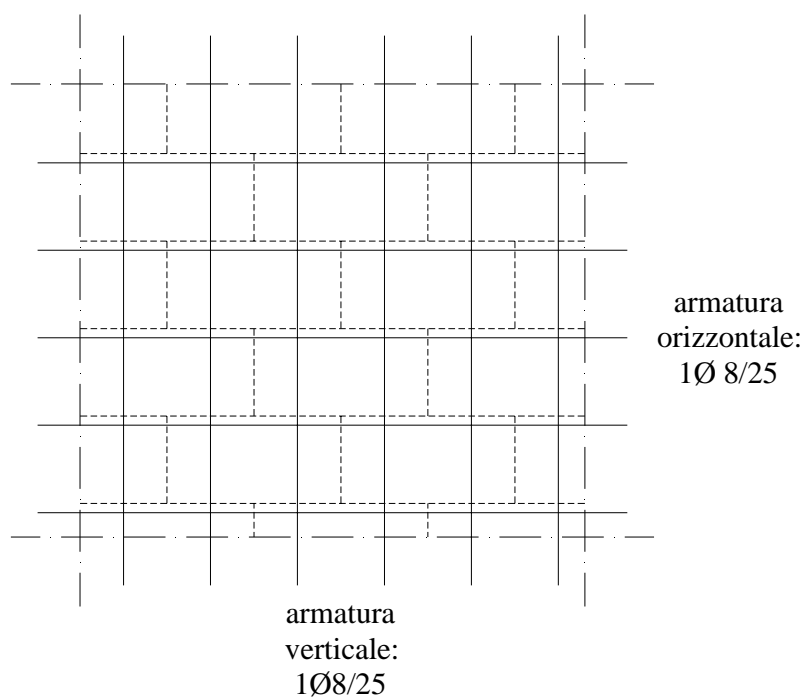
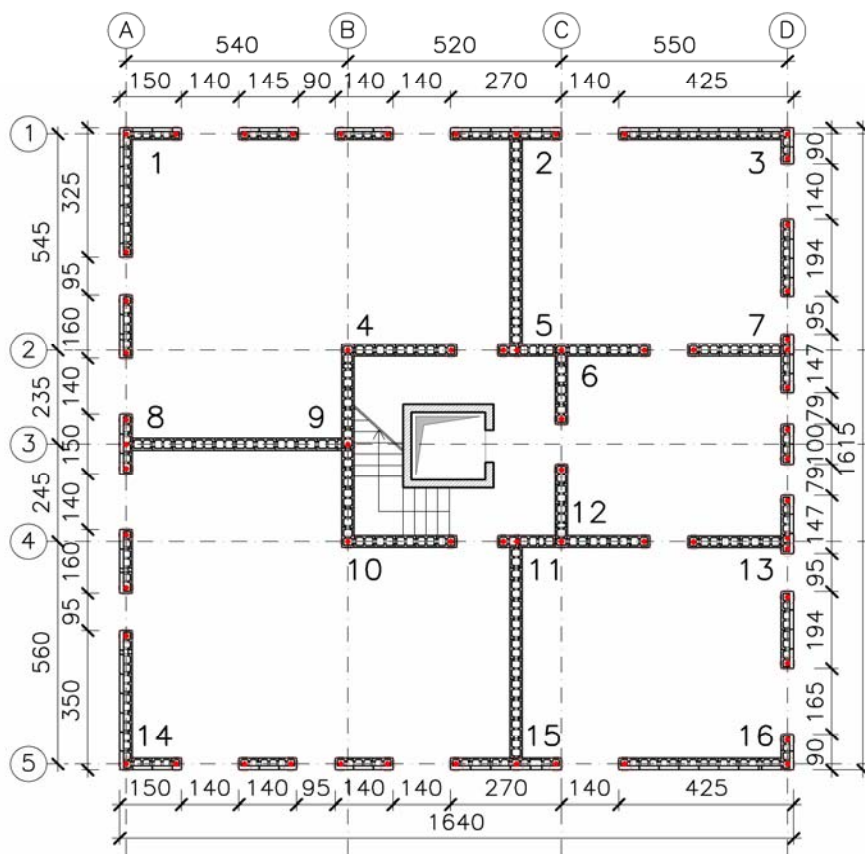


Figura 5.7 Schematizzazione del reticolo di armatura standard

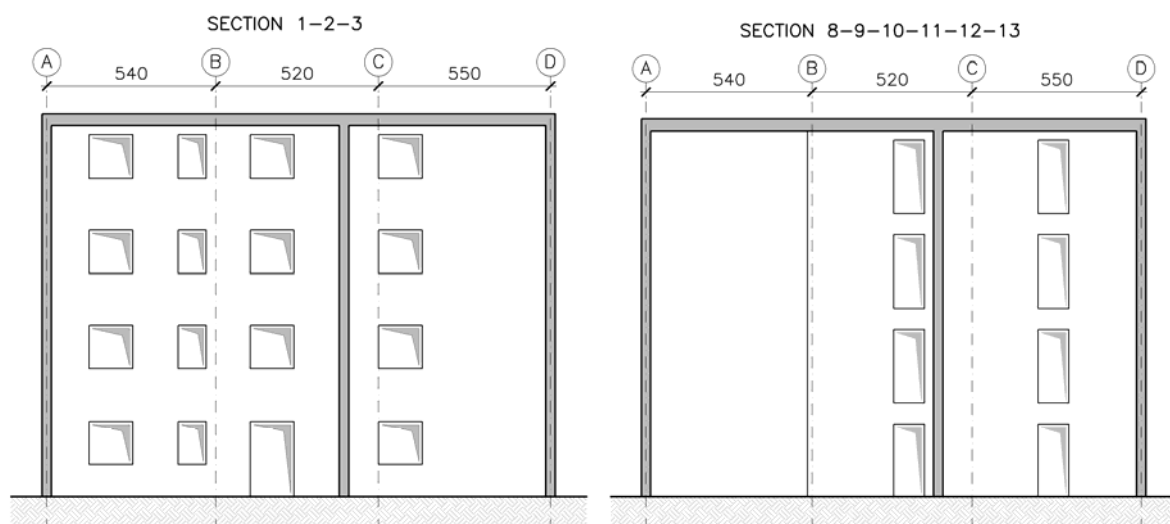
5.1.6 Collegamento fra pannelli ortogonali (chiavi elastiche), le aperture (porte e finestre), collegamenti con le fondazioni e con i solai

La figura seguente mostra, come esempio illustrativo, la vista in pianta ed una sezione trasversale di un edificio residenziale a cinque piani realizzando utilizzando il sistema costruttivo in esame.



(i)

La figura rappresenta solamente i muri portanti costituiti mediante i blocchi cassero, i numeri indicano le connessioni fra pareti ortogonali realizzate al fine di ottenere un comportamento scatolare della struttura. I cerchi rossi indicano le zone nelle quali sono state inserite delle barre verticali aggiuntive. I numeri indicano la posizione delle connessioni fra pareti ortogonali, usualmente chiamate con il nome di “*chiavi elastiche*”.



(ii)

(iii)

Figura 5.8: (i) Vista in pianta, (ii) e (iii) sezioni trasversali della struttura di un tipico edificio a 5 piani.

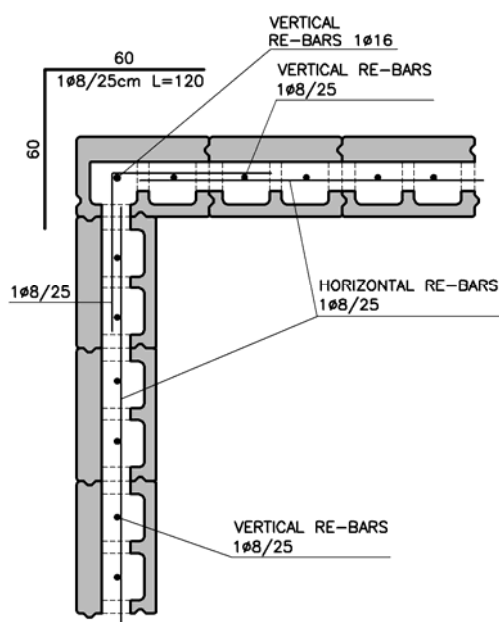
Come mostrato, le pareti portanti si sviluppano lungo le due direzioni principali (longitudinale e trasversale) e tipicamente racchiudono le stanze principali, mentre le stanze secondarie sono delimitate da pareti non portanti.

Tutte le pareti portanti (spesso caratterizzate dalla presenza di specifiche aperture per porte e/o finestre) sono collegate fra di loro in modo da ottenere un sistema cellulare in grado di garantire un funzionamento scatolare dell'intera struttura; tutte le azioni orizzontali sono prese da ciascuna parete mediante azioni che si considerano agenti nel piano.

Specifiche soluzioni per il corretto inserimento di armature aggiuntive vengono poi adottate in corrispondenza: (a) dei traversi sopra e sotto le aperture, (b) delle connessioni fra pareti ortogonali, e (c) delle connessioni fra pareti portanti e solai. La casistica di soluzioni tecniche adottate prevede:

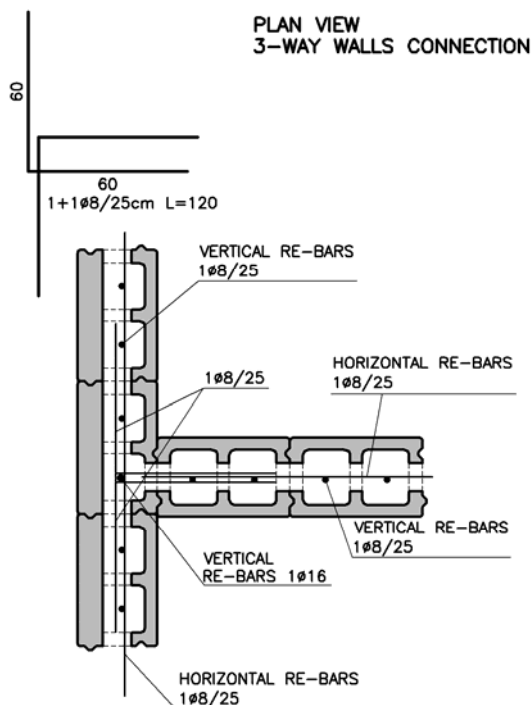
1. connessioni fra pareti ortogonali (a due vie, tre vie e quattro vie) – vedansi le figure 5.9 (i) (ii), (iii);
2. connessioni fra pareti portanti e solai – vedasi la figura 5.10;
3. traversi sopra e sotto le aperture - vedasi la figura 5.11;

PLAN VIEW
2-WAY WALLS CONNECTION

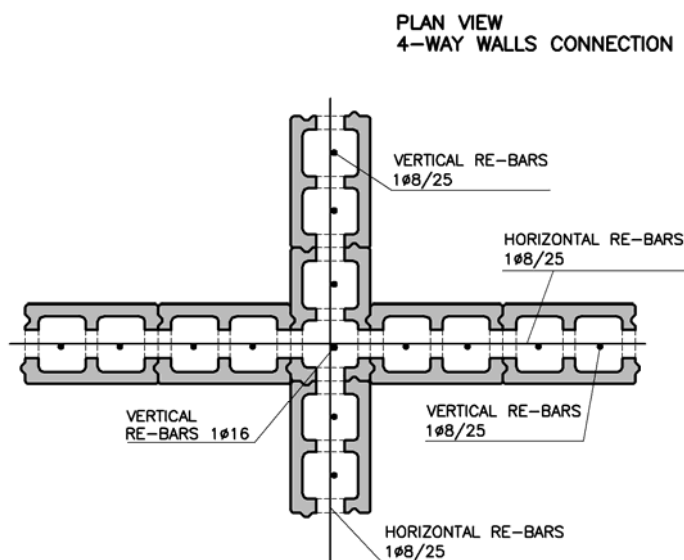


(i)

Le connessioni a 2 vie sono realizzate mediante un taglio del lato di un blocco cassero. Si noti che l'armatura è collegata attraverso l'inserimento di barre disposte in maniera da garantire un adeguato collegamento fra le due pareti.



(ii)



(iii)

L'armatura della connessione di un nodo a 3 vie è composta da barre disposte in maniera da garantire un adeguato collegamento fra le pareti, dimensionate per sopportare gli sforzi di taglio.

Le connessioni a 4 vie sono realizzate mediante il taglio di 2 lati di un blocco cassero. Si noti che le barre verticali posizionate al centro della connessione hanno un'area della sezione trasversale di almeno 2 cm^2 .

Figura 5.9: connessioni fra pareti ortogonali (i) 2 vie (ii) 3 vie, (iii) 4 vie.

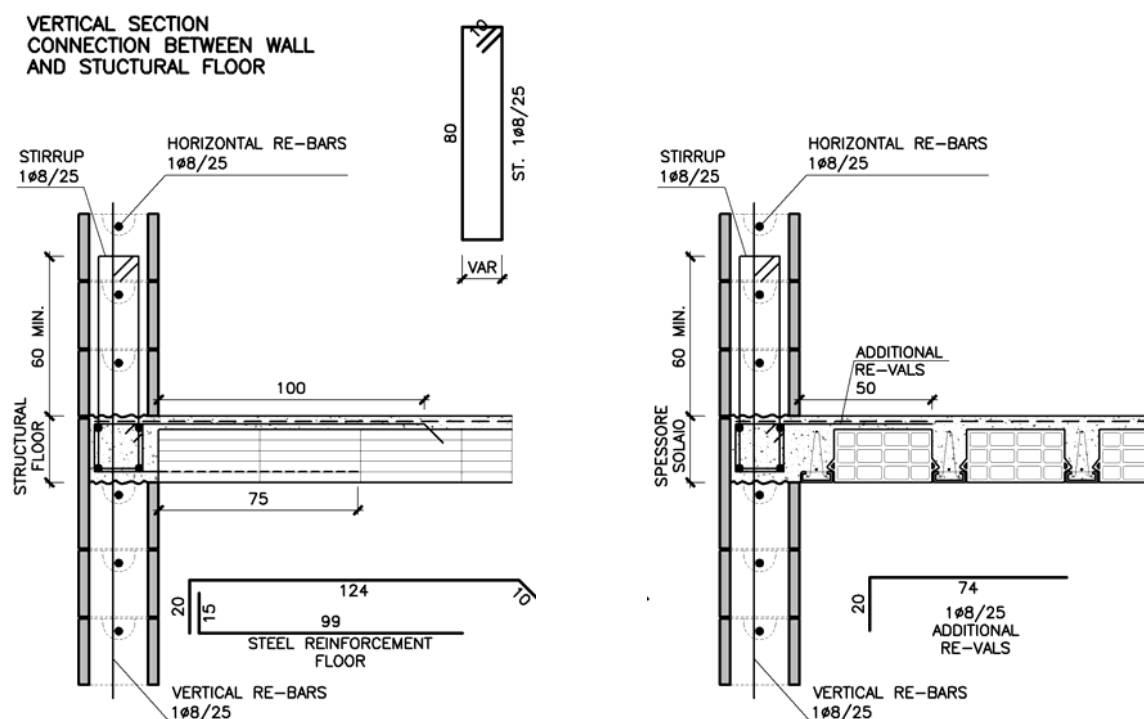


Figura 5.10 Cconnessione fra pareti e solai strutturali di piano. Si noti che le staffe sono progettate per garantire la robustezza strutturale anche nella condizione della espulsione di un muro in seguito ad un evento eccezionale.

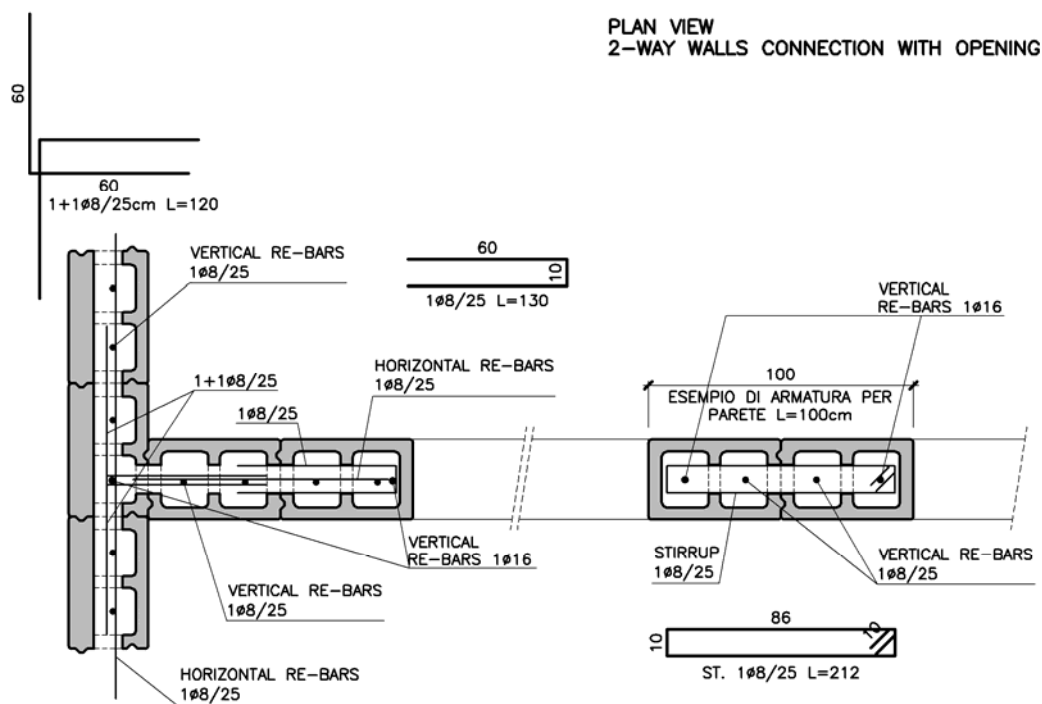


Figura 5.11 Forcelle al di sopra e al di sotto delle aperture

In particolare, le connessioni di cui ai punti 1 e 2 devono essere progettate in modo tale da garantire il raggiungimento dello snervamento delle pareti prima di quello delle connessioni, con un coefficiente di sicurezza pari a 1,3 (progettazione delle connessioni in gerarchia delle resistenze).

Inoltre, le connessioni descritte al punto 2 devono essere progettate in modo da garantire che la parete sovrastante un generico solaio sia in grado di portare (in “trazione”) il solaio anche in assenza della parete sottostante (questo al fine di garantire una intrinseca robustezza della parete anche in condizioni di espulsione di una parete a seguito di eventi eccezionali).

La connessione fra la parete e le fondazioni viene effettuato realizzando un ancoraggio delle armature verticali della parete alla soletta di fondazione. In particolare si inseriscono armature sagomate ad “U” in concomitanza di ogni ferro verticale introdotto. Il ferro ad “U” deve ancorarsi inferiormente all’armatura orizzontale della fondazione e superiormente deve essere garantita la lunghezza di ancoraggio minimo dell’acciaio.

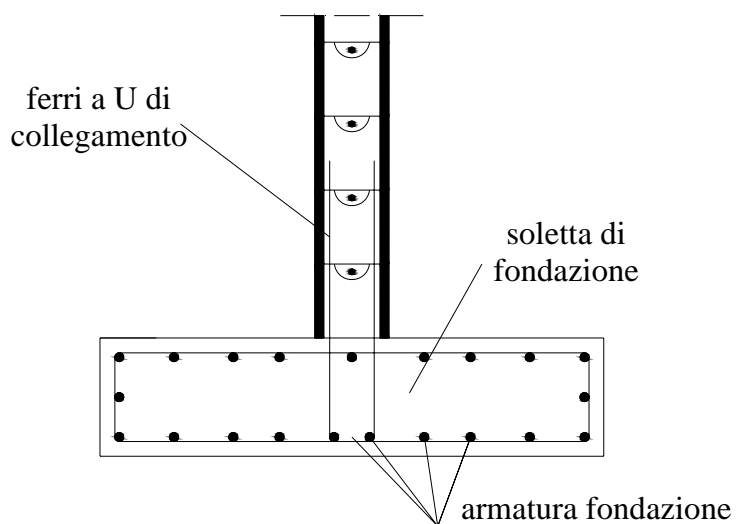


Figura 5.12 Schema di disposizione delle armature di collegamento alla fondazione

Tipicamente i ferri ad “U” sono realizzati mediante barre $\phi 8$ in corrispondenza delle armature verticali del reticolo standard già descritto. In caso di ferri verticali di parete di diametro maggiore si introducono ferri ad “U” più resistenti ($\phi 12$ o superiori).

Le lunghezze di ancoraggio sono tipicamente 60 cm per le barre $\phi 8$ e superiori per barre più resistenti.

Si noti che, realizzando il collegamento con le fondazioni in questo modo, alla base del pannello l'armatura verticale effettiva risulta raddoppiata. Questo rafforzamento della base del pannello evita problemi di scorrimenti o crisi locali in questa zona.

5.2 Principio di equivalenza

Le caratteristiche meccaniche del manufatto in calcestruzzo (“concrete formation”) ottenuto mediante il sistema costruttivo studiato sperimentalmente possono essere considerate equivalenti a quelle di un pannello esteso in conglomerato cementizio debolmente armato (“equivalent LLRC Wall”), avente le seguenti proprietà geometriche:

Area (sezione trasversale orizzontale), $A_{eq-LLRCW} : b \cdot L \cdot \varphi$;

Momento d'inerzia per le azioni nel piano: $b \cdot L^3 \cdot \varphi / 12$;

Momento d'inerzia per le azioni fuori dal piano: $L \cdot b^3 \cdot \varphi / 12$;

con

$\varphi = 0,7$ fattore di equivalenza che consente di ottenere le caratteristiche geometriche effettive del manufatto in calcestruzzo a partire dalle due dimensioni nominali (b ed L) a cui può essere associato un equivalente pannello continuo LLRCW;

L lunghezza nominale del manufatto in calcestruzzo;

b spessore nominale del manufatto in calcestruzzo;

Con riferimento al principio di equivalenza di cui sopra, tutte le caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidezza) dei manufatti di calcestruzzo provati sperimentalmente sono state stimate in accordo con gli Eurocodici EC2 ed EC8.

Come riportato nei capitoli seguenti, i risultati sperimentali, espressi nella loro controparte analitica (ottenuta sulla base della equivalenza a pannelli estesi in conglomerato cementizio debolmente armato), mostrano un buon accordo che conferma la validità del criterio di equivalenza sopra richiamato. Inoltre, l'interpretazione delle risultanze sperimentali ha

permesso di ottenere un confronto fra le duttilità e le rigidezze determinate sperimentalmente dei manufatti di calcestruzzo provati e le loro controparti analitiche ottenute sulla base della equivalenza a pannelli estesi in conglomerato cementizio debolmente armato, mostrando un buon accordo nella maggior parte dei casi. Conseguentemente, è possibile affermare la validità del principio di equivalenza a pannelli estesi in conglomerato cementizio debolmente armato. I risultati dell'interpretazione delle prove sperimentali indicano, infine, che i manufatti di calcestruzzo realizzati mediante il sistema costruttivo in esame sono caratterizzati da caratteristiche di duttilità paragonabili se non superiori a quelle dei corrispondenti pannelli estesi in conglomerato cementizio debolmente armato.

Nei paragrafi che seguono, il principio di equivalenza sopra descritto viene specializzato in funzione delle specifiche caratteristiche geometriche e meccaniche dei pannelli studiati.

5.2.1 Il principio di equivalenza per pannelli caricati nel piano

La sezione orizzontale dei pannelli in c.c.a. realizzati secondo il metodo costruttivo in esame è costituita da porzioni di calcestruzzo e porzioni di legno mineralizzato, il cui contributo viene trascurato. Per lo studio e l'analisi di tali pannelli, essi possono essere considerati equivalenti a setti pieni in c.c.a. di opportuno spessore b_{eff} (“continuo equivalente”).

Tale spessore effettivo b_{eff} viene ottenuto sulla base delle seguenti assunzioni:

1. **equivalenza delle aree:** l'area trasversale del setto equivalente $A_{c,eff}$ (data appunto da b_{eff} moltiplicato per la lunghezza del cassero l) è uguale all'area del solo calcestruzzo presente nei pannelli A_c . Imponendo questa condizione si ottiene:

$$b_{eff} = b \frac{l - l_{vuoti}}{l}$$

dove:

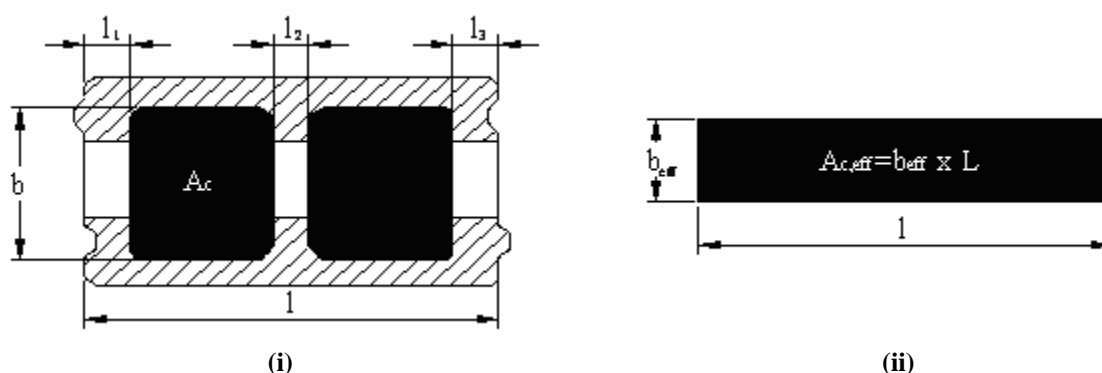


Figura 5.13: (i) Sezione orizzontale di un blocco-cassero con indicata (in nero) l'area "effettiva" di calcestruzzo e (ii) applicazione del principio di equivalenza, con $b_{eff} = b \cdot \varphi$.

Nella figura seguente si riporta una fotografia di un pannello a cui è stata tolta la parte esterna del cassero in maniera da mettere in evidenza gli elementi di cassero presenti all'interno del setto di calcestruzzo.

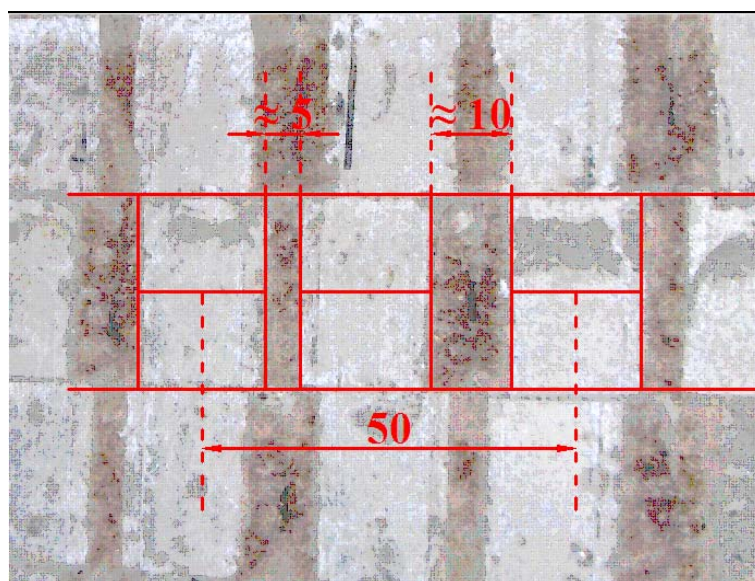


Figura 5.14 Percentuale di casseri all'interno del setto

Con riferimento ai blocchi cassero standard utilizzati, di lunghezza pari a 50cm, la percentuale di vuoti presenti nei pannelli è pari a circa il 30% e pertanto:

$$b_{eff} \cong 0.7 \cdot b$$

Il principio di equivalenza delle aree consente:

- una realistica valutazione delle tensioni normali di compressione (per carichi assiali) presenti nel calcestruzzo;

- una realistica valutazione delle tensioni tangenziali agenti sui piani orizzontali presenti nel calcestruzzo;
- una corretta valutazione della percentuale geometrica di armatura.

2. **equivalenza dei momenti d'inerzia:** il momento d'inerzia del setto equivalente J_{eff} (del solo calcestruzzo considerato interamente reagente) è uguale al momento d'inerzia del solo calcestruzzo presente nei pannelli J . Imponendo questa condizione si ottiene:

$$J = \sum_{i=1}^N J_i = \sum_{i=1}^N b \cdot h_i \cdot d_i^2$$

$$J_{eff} = \frac{b_{eff} \cdot L^3}{12}$$

Con riferimento ai blocchi cassero standard utilizzati, si ottiene nuovamente:

$$b_{eff} \cong 0.7 \cdot b.$$

A titolo di esempio, per un pannello di lunghezza pari a 300 cm, si ottiene:

$$J_{eff} = \frac{b_{eff} \cdot L^3}{12} = J = \sum_{i=1}^N J_i = \sum_{i=1}^N b \cdot h_i \cdot d_i^2$$

$$\frac{b_{eff} \cdot L^3}{12} = \sum_{i=1}^N b \cdot h_i \cdot d_i^2$$

$$\frac{b_{eff} \cdot L^3}{12} = b \cdot \sum_{i=1}^N h_i \cdot d_i^2$$

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{12 \cdot \sum_{i=1}^N h_i \cdot d_i^2}{L^3} = \frac{12 \cdot ()}{300^3} = 0.7$$

5.2.2 Il modulo di elasticità equivalente

Con riferimento a precedenti studi sviluppati presso il Dipartimento DISTART dell'Università di Bologna [Ceccoli *et al.* 2000, vedasi i riferimenti bibliografici], il modulo elastico effettivo di pannelli in c.c.a. ottenuti con il metodo costruttivo in esame, ai fini della

valutazione della deformabilità degli stessi, è stimato pari al 70% del modulo elastico del calcestruzzo:

$$E_{eff} \cong 0.7 \cdot E$$

5.2.3 Modalità di verifica dei parametri equivalenti

La validità delle assunzioni di cui sopra è verificata nei seguenti capitoli confrontando:

- le resistenze sperimentali ottenute per i manufatti in calcestruzzo con la previsione teorica delle resistenze per il pannello di spessore equivalente (momento flettente e taglio);
- le deformabilità sperimentali ottenute per i manufatti in calcestruzzo con la previsione teorica delle deformabilità per il pannello di spessore equivalente (rigidezza nei confronti di una forza orizzontale applicata in sommità al pannello);
- le duttilità sperimentali ottenute per i manufatti in calcestruzzo con la previsione teorica delle duttilità per il pannello di spessore equivalente.

Tutte le resistenze sono valutate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW), ed alla normativa italiana D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” qui di seguito indicata come NTC del 14/01/2008.

Tutte le proprietà meccaniche sono valutate con riferimento a quanto già sviluppato nel precedente capitolo 3.

Bibliografia

- [1] Ceccoli C., Dallavalle G., Mantovani L., Tullini N. “*Indagini sperimentali effettuate su pareti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*” Atti del XIII Congresso CTE, Pisa 9/11, Novembre 2000.
 - [2] Ceccoli C., Diotallevi P.P., Tullini N. “*Identificazione strutturale di un fabbricato a pareti portanti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*”, Atti del X Congresso Nazionale L'ingegneria sismica in Italia ANIDIS, Potenza-Matera, 9/13 Settembre 2001.
 - [3] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [4] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
-

Capitolo 6

La campagna di prove sperimentali: risultati ottenuti

Sommario

Il presente capitolo presenta la descrizione dei risultati di una estesa campagna di prove sperimentali eseguita su pareti portanti in scala reale in calcestruzzo debolmente armato, realizzate mediante il sistema costruttivo dei blocchi cassero, così come illustrato nel capitolo 5. Per ognuno degli elementi provati è dapprima riportata una breve descrizione delle caratteristiche geometriche (par. 6.1), delle modalità di prova (carichi applicati, caratteristiche dei materiali, par. 6.2) e della strumentazione utilizzata (par. 6.3). Infine, vengono illustrati nel dettaglio i risultati ottenuti (par. 6.4).

Summary

This chapter presents the description of a wide campaign of experimental tests performed upon real scale bearing walls, as shown in previous chapter 5. For each specimen, a brief description of geometric features (par. 6.1), test's modality (applied loads, material characteristics, par. 6.2) and used instrumentation (par. 6.3) is at first reported. Eventually, obtained results are shown in detail (par. 6.4).

6.1 Gli elementi provati: caratteristiche geometriche

6.1.1 Gli elementi provati

Tutti gli elementi provati sono stati realizzati mediante l'utilizzo di blocchi cassero aventi dimensioni esterne pari a 50 cm (lunghezza) x 25 cm (larghezza) x 25 cm (altezza). Tali blocchi, provvisti di uno strato di polistirolo di spessore pari a 2cm, si caratterizzano per una dimensione dei fori interni tale da ottenere uno spessore complessivo di calcestruzzo b pari a 14cm.

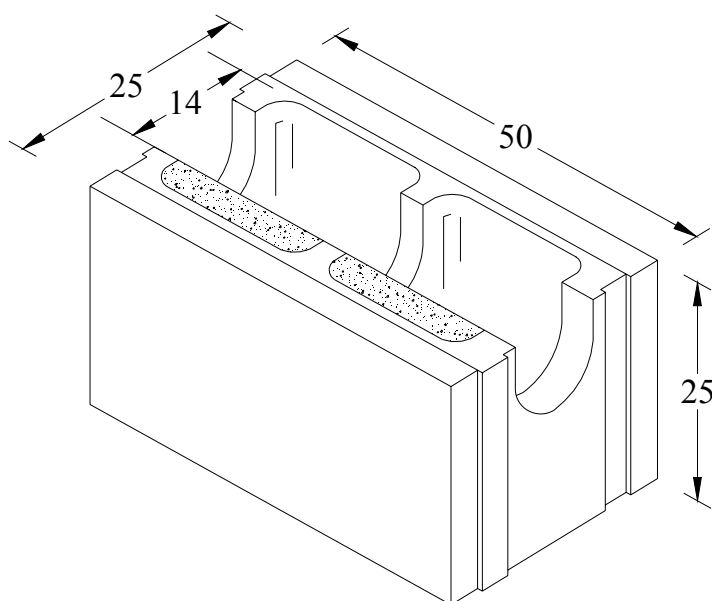


Figura 6.1 Geometria del blocco cassero in legno-cemento utilizzato

Per quanto riguarda i materiali impiegati nella realizzazione degli elementi di prova, in tutti i casi è stato prescritto l'utilizzo di:

calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$,

barre ad aderenza migliorata FeB44k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$).

I vari elementi di prova sono stati realizzati in tempi diversi e quindi a partire da forniture di materiale di base differente. Per questo motivo per ogni elemento provato sono state effettuate specifiche prove atte alla determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati a partire da campioni prelevati durante le fasi di realizzazione. Le caratteristiche di dettaglio relative alle resistenze ottenute sperimentalmente per il calcestruzzo e le armature utilizzate nelle diverse prove sono riportate nella sezione 6.2.

Per quanto riguarda le diverse tipologie di elementi oggetto delle prove, si sono utilizzati quattro diverse classi di “*concrete formations*”, descritti in dettaglio nel seguito, in particolare:

tipologia A: pannelli singoli quadrati di dimensioni 3m x 3m continui;

tipologia B: pannelli singoli quadrati di dimensioni 3m x 3m dotati di una apertura centrale di dimensione 1m x 1m;

tipologia C: sistema di singoli pannelli pieni (di tipo A) assemblati in modo da formare una struttura con pianta ad H rappresentativa di una porzione di struttura a due piani;

tipologia D: “concio” di pannello di dimensione 1m x 1 m.

6.1.2 Pannello tipo A: pannello pieno

Si tratta di pannelli aventi base $B = 3,00\text{m}$ e altezza $H = 3,00\text{m}$ senza aperture costituiti dal reticolo di armatura $\phi 8 / 25\text{ cm}$, così come descritto nella sezione 5.1.5 (rappresentato in nero nella figura 6.4).

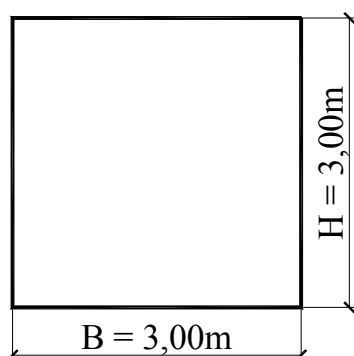


Figura 6.2 Geometria del pannello di tipo A

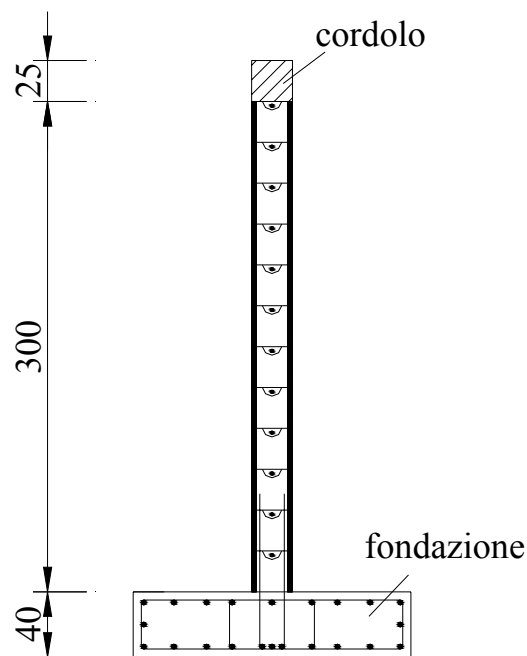


Figura 6.3 Sezione del pannello di tipo A

In prossimità del bordo del pannello sono state introdotte delle armature $\phi 16$ in sostituzione di quelle $\phi 8$ previste nella maglia tipo del reticolo di armatura. Queste armature

sono state rappresentate in rosso nella figura 6.4. Per evitare l'instabilità laterale dell'armatura verticale di bordo, vengono inoltre inserite in ogni lunetta delle barre orizzontali ad U di diametro $\phi 6$.

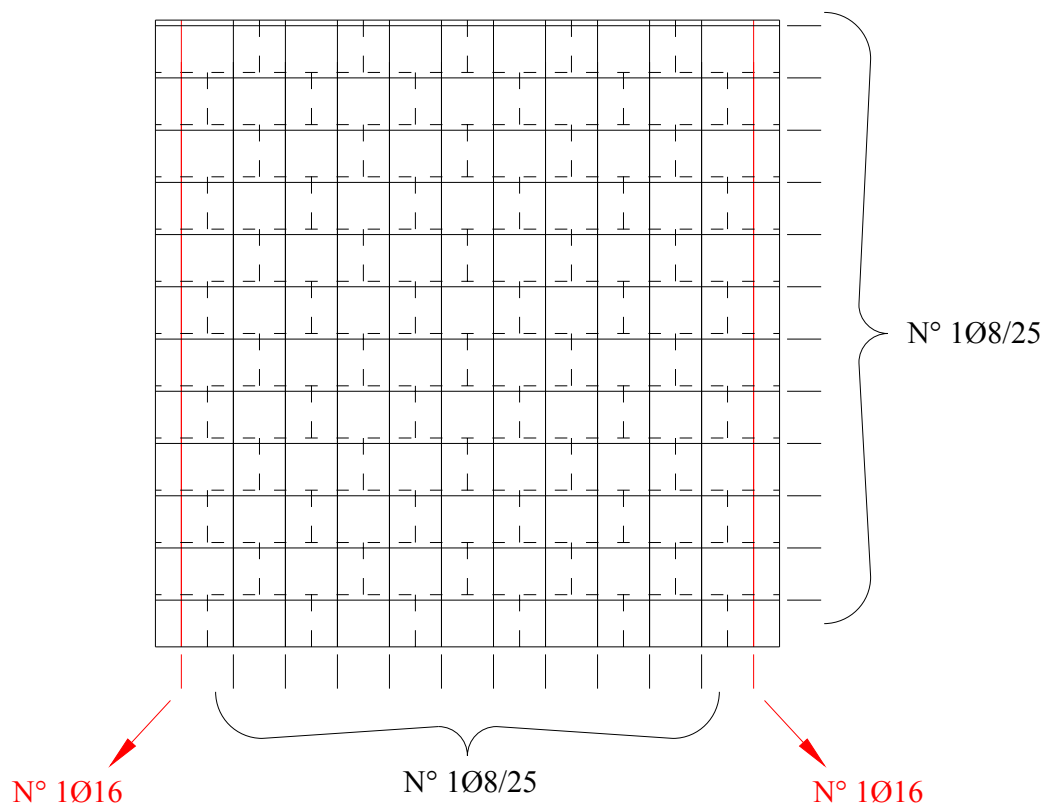


Figura 6.4 Vista frontale del pannello di tipo A

La connessione fra il pannello e la fondazione è stata realizzata così come definito nella sezione 5.16. Le barre ad “U” inserite sono di diametro $\phi 8$ in corrispondenza delle armature verticali interne al pannello, e di diametro $\phi 12$ in corrispondenza dell'armatura verticale del bordo del pannello (di diametro $\phi 16$). Le lunghezze di ancoraggio previste sono 60 cm per le barre $\phi 8$ e 80 cm per le barre $\phi 12$.

La fondazione è stata armata con $(9+9\phi 16)+1\phi 16$ longitudinali e mediante una staffatura di $\phi 14/10$ cm; è poi stata solidarizzata al terreno per mezzo di tirafondi realizzati con barre in acciaio da precompressione $\phi 40$.

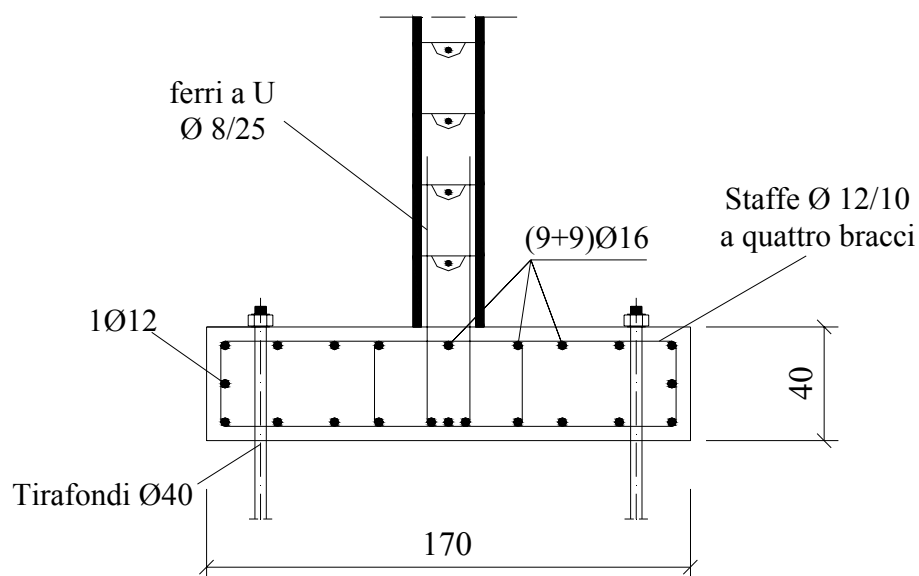


Figura 6.5 Fondazione pannello

I pannelli provati, di altezza complessiva pari a 3,00m, sono caratterizzati dalla presenza di un cordolo in sommità avente la funzione di ripartire i carichi applicati, di dimensioni $s \times 25\text{cm}$ armato con $2 + 2\phi 16$ e con staffe $\phi 10/15\text{cm}$.

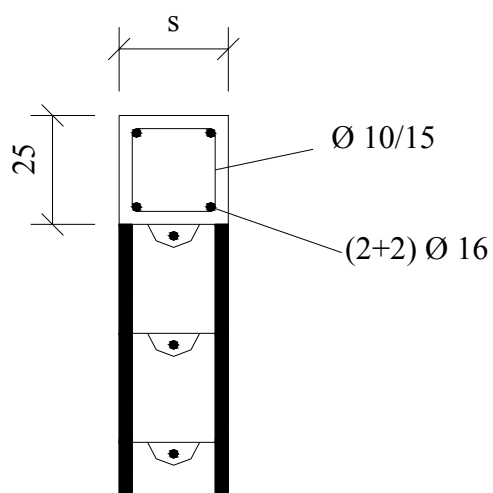


Figura 6.6 Cordolo superiore

6.1.3 Pannello tipo B: pannello forato

Si tratta di pannelli aventi base $B = 3,00\text{m}$ e altezza $H = 3,00\text{m}$, con una apertura di dimensioni pari a $1,00\text{m} \times 1,00\text{m}$, rappresentati nella figura.

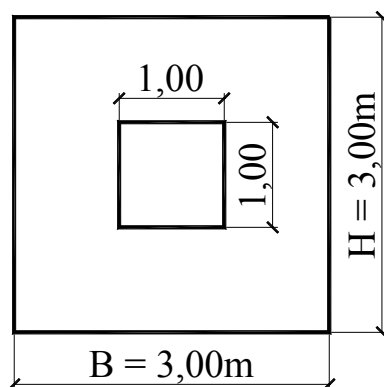


Figura 6.7 Geometria del pannello di tipo B

Il pannello viene realizzato mediante lo stesso procedimento utilizzato per i pannelli pieni di tipo A, armato con il reticolo di armatura $\phi 8/25\text{ cm}$ definito nella sezione 5.1.5 (rappresentato in nero nella figura 6.8).

In prossimità dei lati di estremità del pannello sono state introdotte delle armature $\phi 16$ in sostituzione di quelle $\phi 8$ previste nella maglia tipo del reticolo di armatura. Lo stesso principio è stato applicato per l'armatura verticale e quella orizzontale in prossimità dell'apertura la quale, come visto nella sezione 5.1.6, viene realizzata impiegando rispettivamente $1\phi 16$ e $2\phi 12$ anziché $1\phi 8$. Ogni armatura differente da quella del reticolo standard è stata rappresentata in rosso nella figura 6.8.

Inoltre, allo scopo di conferire una maggiore resistenza a taglio alle porzioni di parete a fianco all'apertura e allo stesso tempo evitare l'instabilità laterale dell'armatura verticale di bordo e in prossimità delle aperture, vengono sostituiti i ferri orizzontali (singoli) $\phi 8/25\text{ cm}$ con staffe chiuse $\phi 6/25\text{ cm}$.

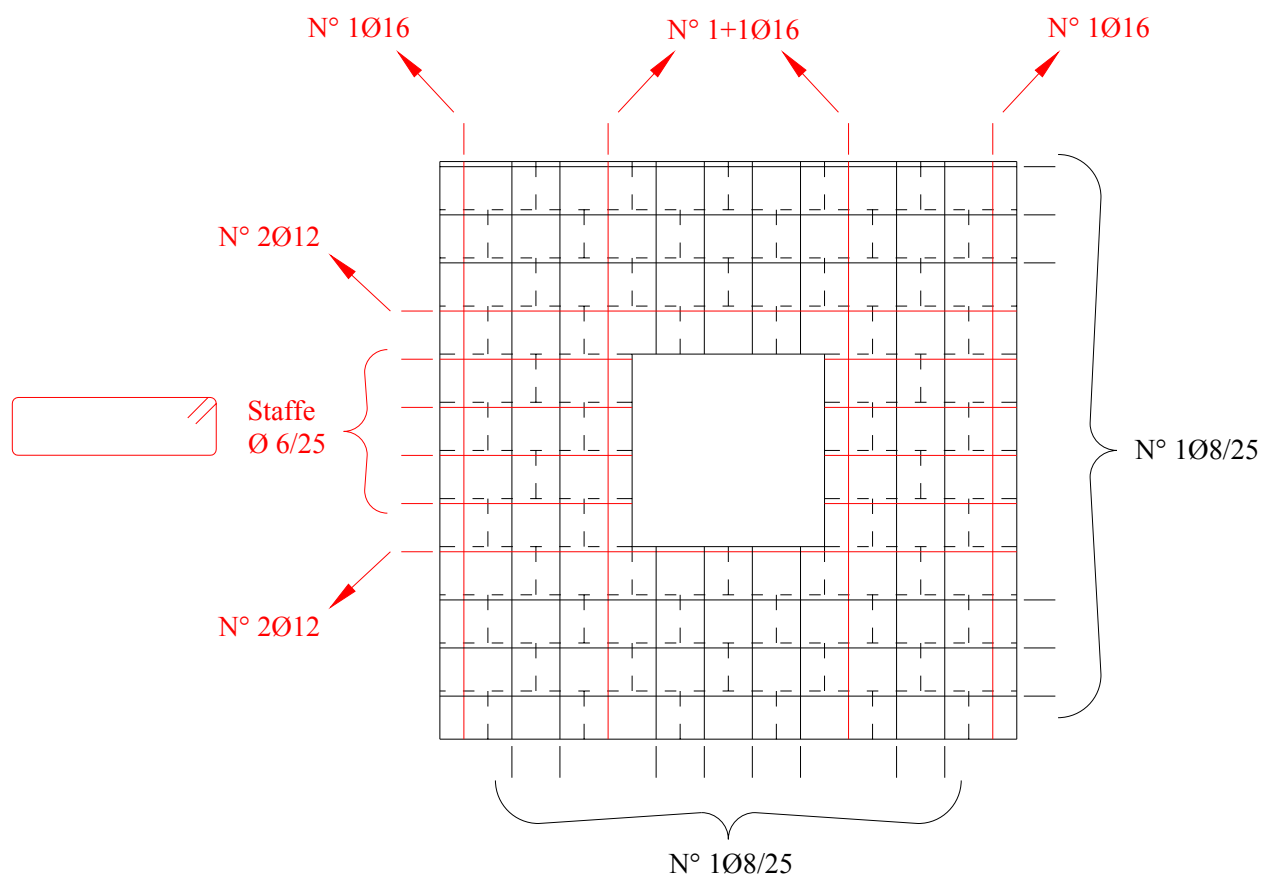


Figura 6.8 Vista frontale del pannello di tipo B

La connessione fra il pannello e la fondazione è stata realizzata nel modo definito nella sezione 5.1.6. Le barre ad “U” inserite sono di diametro $\phi 8$ in corrispondenza delle armature verticali interne al pannello, e di diametro $\phi 12$ in corrispondenza dell’armatura verticale del bordo del pannello (di diametro $\phi 16$). Le lunghezze di ancoraggio previste sono 60 cm per le barre $\phi 8$ e 80 cm per le barre $\phi 12$ (vedi figura 6.5).

La fondazione è stata armata con $(9+9\phi 16)+1\phi 16$ longitudinali e una staffatura di $\phi 14/10$ cm; è poi stata solidarizzata al terreno mediante tirafondi realizzati con barre in acciaio da precompressione $\phi 40$ (vedi figura 6.5).

I pannelli provati, di altezza complessiva pari a 3,00m, sono caratterizzati dalla presenza di un cordolo in sommità avente la funzione di ripartire i carichi applicati, avente dimensioni $s \times 25$ cm armato con $2+2\phi 16$ e con staffe $\phi 10/15$ cm (vedi figura 6.6).

6.1.4 Pannello tipo C: struttura ad H

Si tratta di un sistema di pannelli pieni (di tipo “A”) assemblati in modo da formare una struttura con pianta ad H rappresentativa di una porzione di struttura a due piani. La struttura, alta circa 6 m, si sviluppa in pianta per 2,75m nella direzione delle ali e 3,50m nella direzione dell'anima.

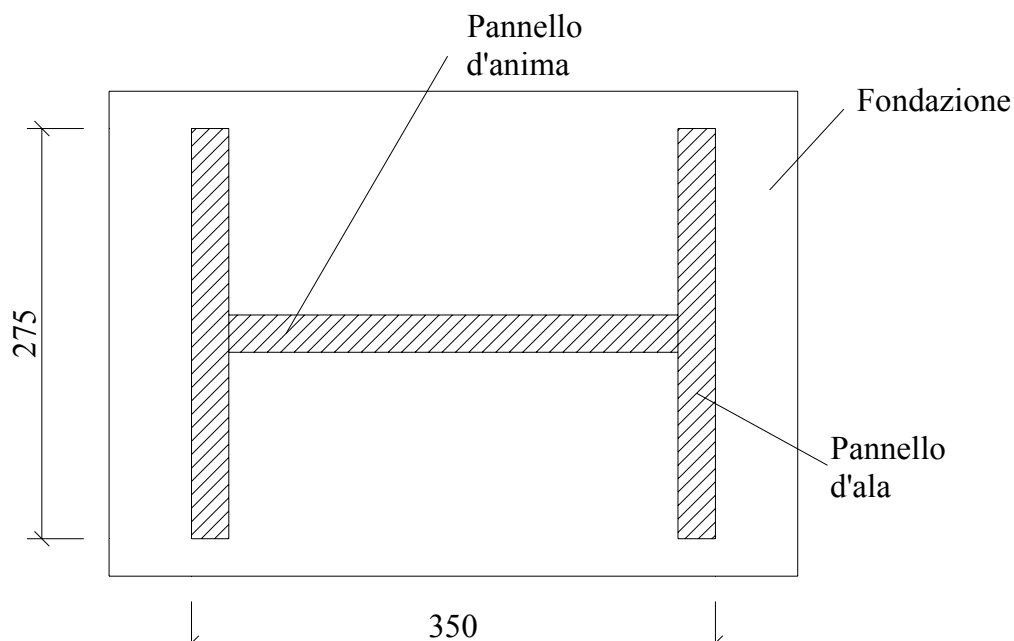


Figura 6.9 Geometria: pianta della struttura a H

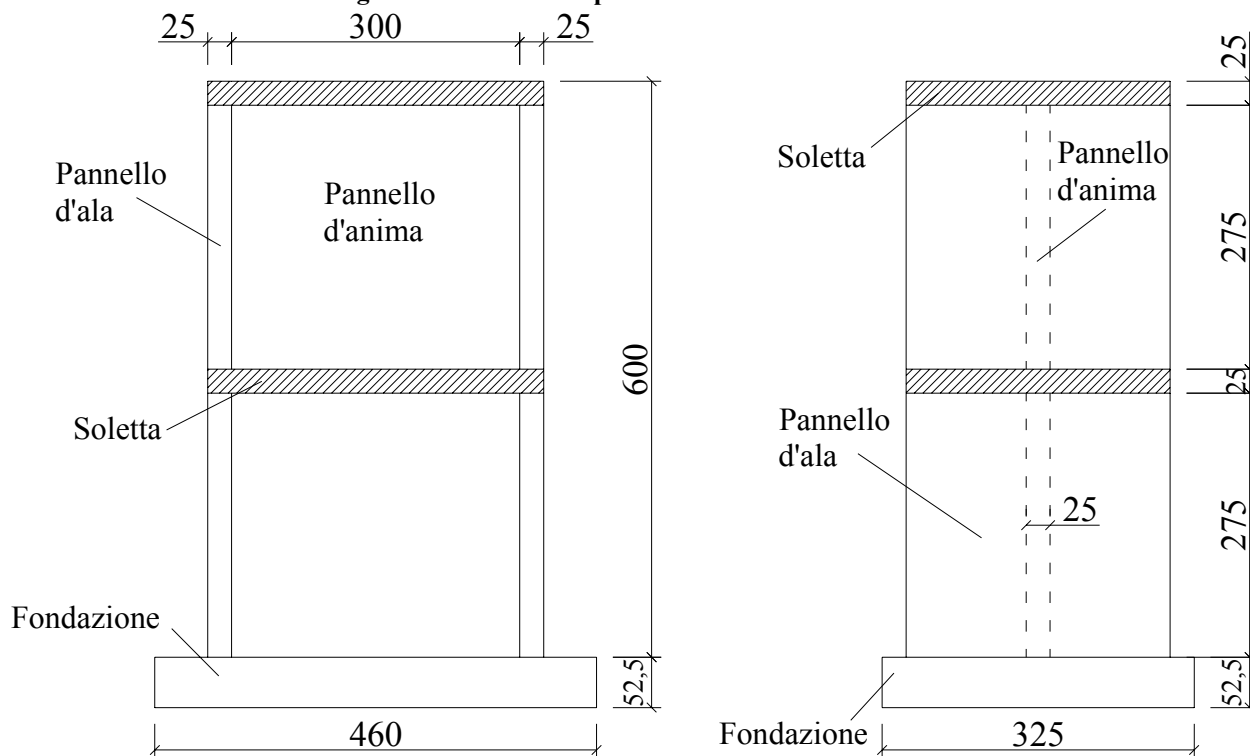


Figura 6.10 Geometria: vista frontale e di lato della struttura a H

I carichi orizzontali sono applicati alla struttura nella direzione parallela al pannello d'anima. Per tale ragione i pannelli d'anima sono sollecitati in maniera analoga a quanto visto per i pannelli pieni di tipo A visti in precedenza e quindi sono armati con un reticolo di $\phi 8/25$ realizzato come visto nella sezione 5.1.5 (rappresentato in nero nella figura 6.11). Anche i pannelli d'ala sono armati con un reticolo di $\phi 8/25$ realizzato come visto nella sezione 5.1.5 (sempre in nero nella figura 6.11).

Fra i pannelli d'ala e quello d'anima è previsto un collegamento a chiave elastica come visto nella sezione 2.5.

Per quanto riguarda il collegamento con le fondazioni, in conformità con quanto visto nella sezione 5.1.6, esso è stato realizzato utilizzando ferri a "U" $\phi 8/25$ cm sia per i pannelli d'ala che per quelli d'anima.

La soletta di fondazione è stata armata mediante armatura $\phi 12/10$ cm e staffatura a 4 bracci $\phi 14/12$ cm.

Ogni armatura differente da quella del reticolo standard è stata rappresentata in rosso nella fig. 6.11.

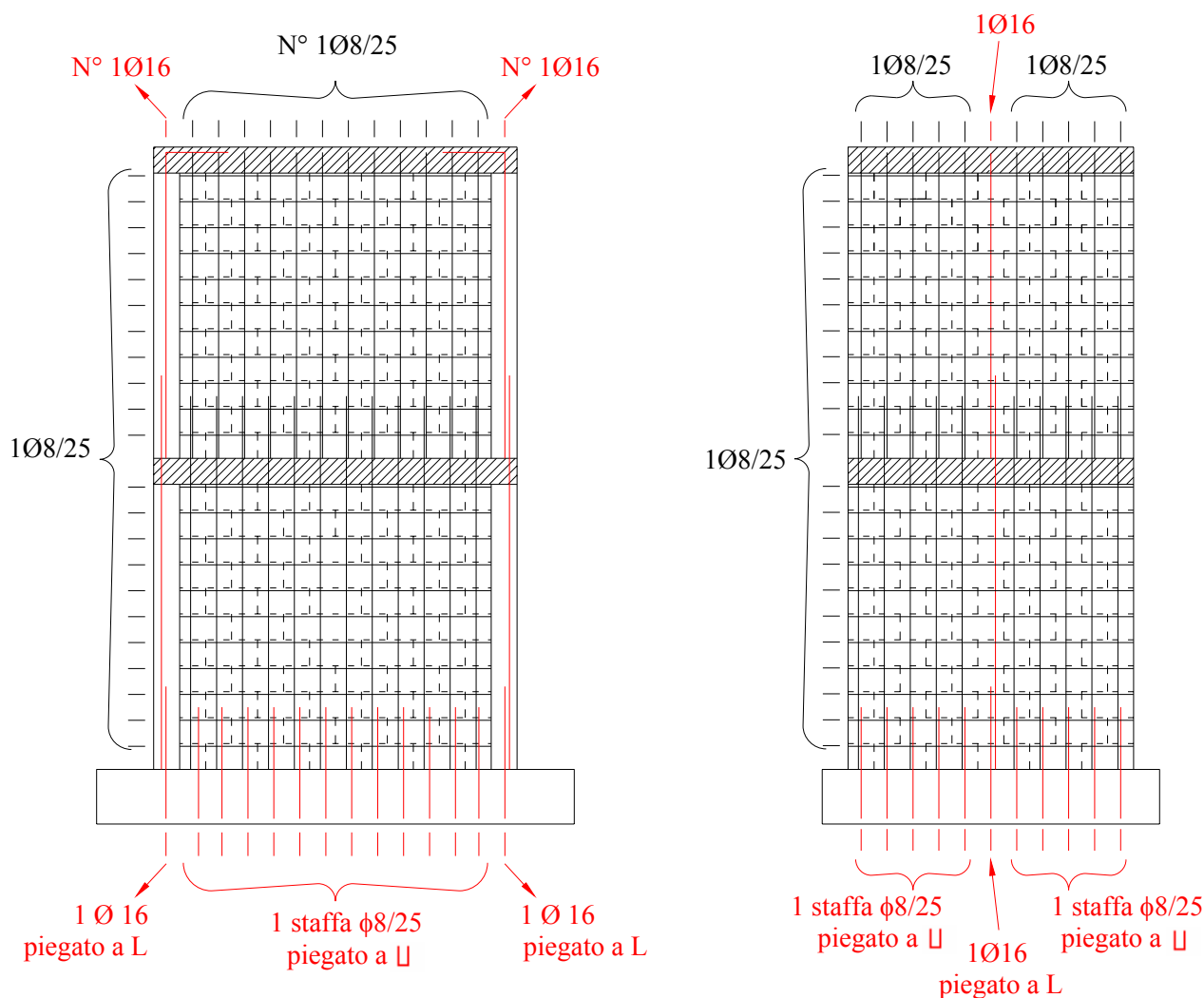


Figura 6.11 Armature: vista frontale e di lato della struttura a H

In corrispondenza del primo e del secondo piano si ha la presenza di un cordolo di dimensioni $s \times 25$ cm a cui è collegata una soletta che funge da solaio e su cui vengono applicati i carichi verticali della struttura.

I cordoli sono armati con $(2+2)\phi 16$ longitudinali e staffatura $\phi 8/15$ cm, mentre la soletta, anch'essa di spessore pari a 25cm, viene armata con un reticolo doppio (superiore ed inferiore) di $\phi 12/15$ cm.

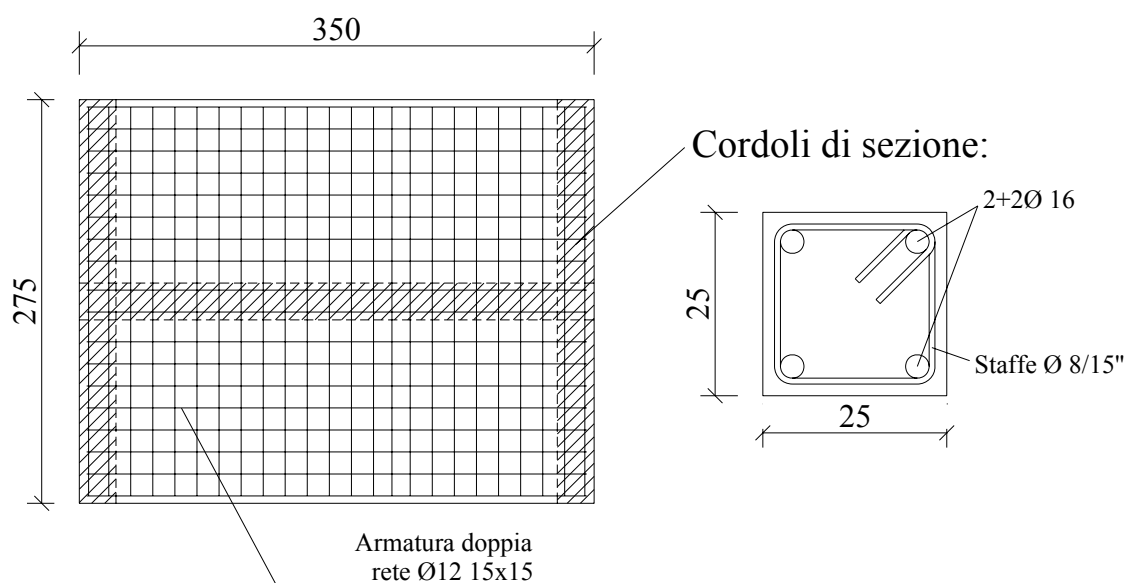


Figura 6.12. Soletta e cordoli della struttura a H

6.1.5 Pannello tipo D: elementi provati a taglio

Si tratta di elementi caratterizzati per base ed altezza uguali, pari a circa 1m, ed armatura composta da un reticolo di $\phi 8$ passo 25cm così come descritto nella sezione 5.1.5 (rappresentato con tratto continuo nero nella figura 6.14). Questi elementi rappresentano il concio elementare dei pannelli analizzati e **sono stati realizzati appositamente per essere sottoposti a sollecitazioni di taglio puro** allo scopo di valutare eventuali effetti scala e per controllare le caratteristiche di resistenza a taglio dei pannelli di base (in particolare delle cosiddette “*lunette*”).

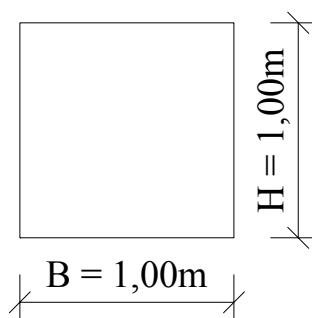


Figura 6.13 Geometria del pannello di tipo D

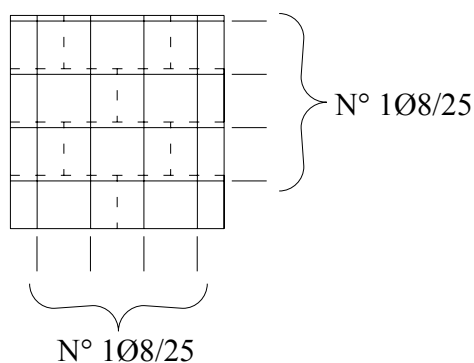


Figura 6.14 Armatura del concio di pannello di tipo D

6.1.7 Pannello tipo B* : pannello forato senza staffe orizzontali

Si tratta di pannelli aventi base $B = 3,00\text{m}$ e altezza $H = 3,00\text{m}$, con una apertura di dimensioni pari a $1,00\text{m} \times 1,00\text{m}$, identici ai pannelli di tipo B visti in precedenza tranne per il fatto di essere stati realizzati senza alcuna armatura orizzontale nei setti murari a fianco dell'apertura.

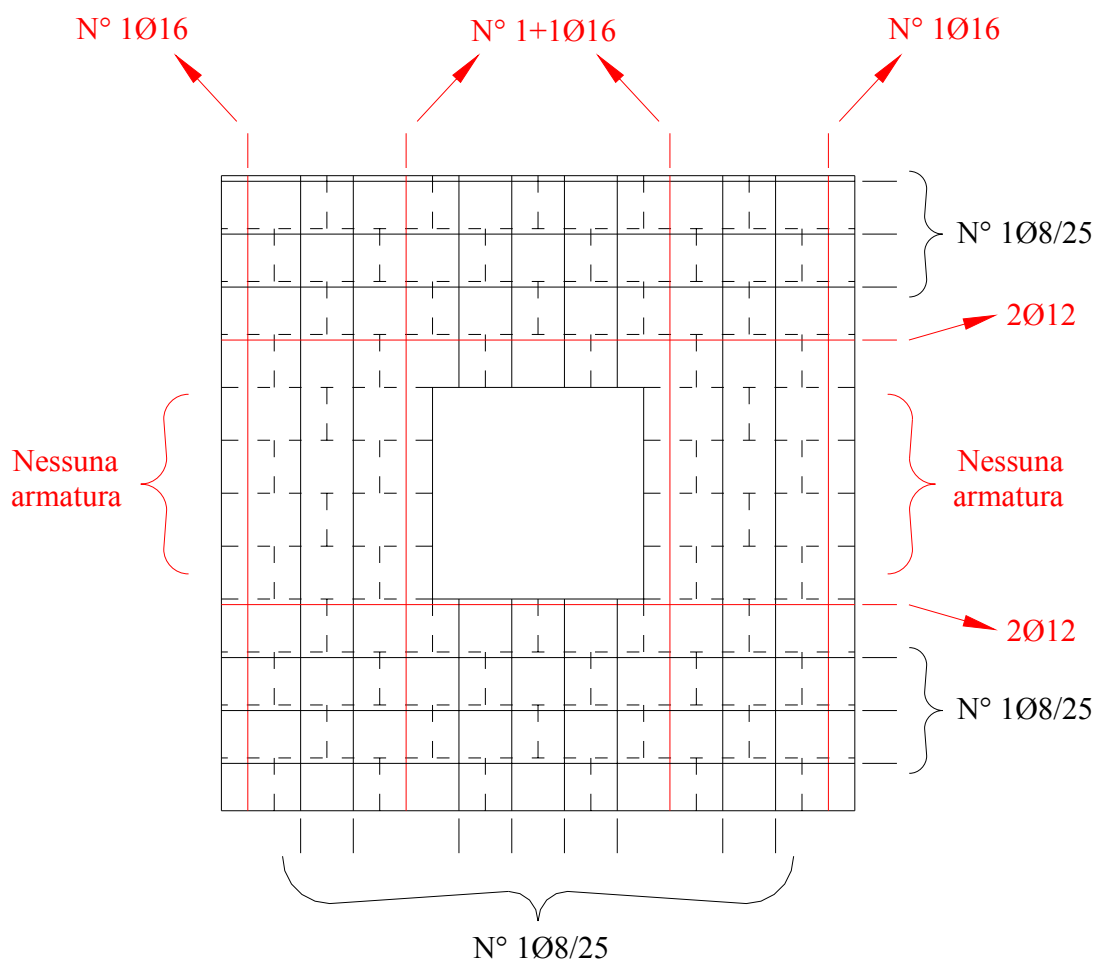


Figura 6.15 Vista frontale del pannello di tipo B*

I risultati ottenuti nelle prove su tali pannelli si sono rivelati molto utili al fine di meglio identificare la resistenza a taglio degli elementi privi di armatura orizzontale (resistenza a taglio dovuta solo al contributo del calcestruzzo).

6.2 Caratteristiche delle prove effettuate: i carichi applicati e le resistenze dei materiali di base

Nella presente sezione viene riportata la fase di ideazione e di sviluppo delle prove sperimentali effettuate presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo EUCENTRE di Pavia relativamente ai pannelli portanti in conglomerato cementizio costruiti secondo la tipologia dei blocchi-cassero descritta nel capitolo 5.

Al fine di ottenere una corretta caratterizzazione del comportamento sismico dei pannelli analizzati, le prove sono state condotte in modo pseudostatico, cioè con carico verticale costante e carico orizzontale ciclico applicato con velocità ridotta.

Le prove sono state condotte fino al limite di fessurazione stabilizzato, cioè aumentando le deformazioni fino al limite oltre cui non si formano più nuove fessure ma si allargano solamente quelle già esistenti delineando con esattezza il meccanismo che porterà al collasso il pannello.

In particolare si è effettuato un caricamento ciclico in controllo di spostamento, cioè imponendo alla sommità del pannello uno stesso spostamento impresso (drift predefinito) per 3 cicli completi di carico.

Il carico orizzontale in sommità è stato applicato tramite un attuatore in grado di applicare una forza nota con un martinetto idraulico:

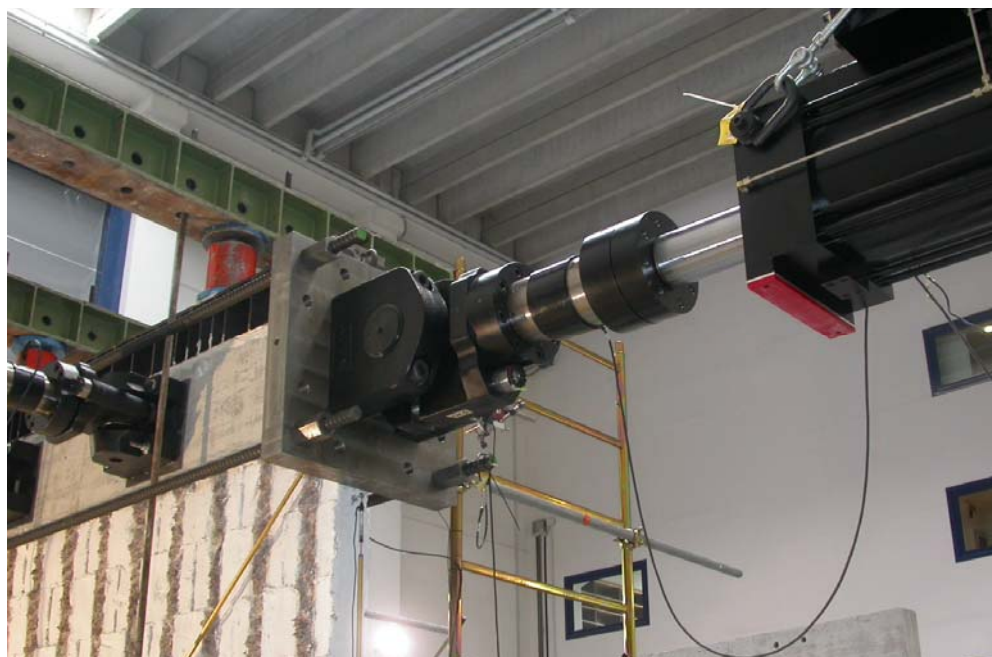


Figura 6.16 Attuatore: applicazione dei carichi orizzontali

Durante le prove sono stati acquisiti con continuità i valori delle forze applicate ed i relativi spostamenti, grazie alle numerose basi di misura inserite sui pannelli (si veda a tale proposito la sezione 6.3), al fine di poter ricostruire con completezza lo stato deformativo dei pannelli.

Il carico verticale sui pannelli singoli è stato invece applicato mediante due martinetti idraulici posti sulla sommità (in rosso nella figura seguente); la uniforme ripartizione del carico è stata poi garantita mediante una trave in acciaio a doppio T con irrigidimenti verticali (si veda la figura 6.17). Un procedimento differente è stato seguito per l'applicazione del carico verticale alla struttura ad H, ove questo è dato dal peso delle solette orizzontali inserite ad ogni piano e da ulteriori carichi appoggiati sulla superficie di esse.



Figura 6.17 Meccanismo di applicazione dei carichi verticali

Nelle diverse prove effettuate sono stati applicati carichi costanti verticali compresi tra 0 e 400kN; tali carichi sono stati mantenuti costanti attraverso un opportuno monitoraggio delle pressioni nei martinetti. In particolare:

Tabella 6.1: carichi verticali applicati ai pannelli provati.

Prova	Pannello tipo	Carico assiale [kN]	Peso struttura [kN]
1	B*	240	20.0
2	B*	100	20.0
3	A	200	22.7
4	A	400	22.7
5	A	0	22.7
6	A	200	22.7
7	D	0	2.5
8	C	200	132.0
9	A	400	22.7
10	B	240	20.0

Allo scopo di impedire l'instabilità laterale dei pannelli, le sommità degli stessi sono state opportunamente controventate utilizzando due sistemi: nella maggior parte delle prove si è operato disponendo un doppio binario su entrambi i lati (in verde nella figura 6.17) allo scopo di puntellare la parete con appositi ritegni (in azzurro nella figura 6.17); in altri casi (prove n. 3 e 4) si sono utilizzati due attuatori, disposti trasversalmente così come visibile nella figura 6.16.

Per evitare qualunque eccentricità di rigidezza durante la conduzione delle prove si è eliminata la corteccia del cassero in legno da entrambe le facce del pannello; tale accorgimento ha l'ulteriore scopo di eliminare dalla prova il contributo alla resistenza ai carichi orizzontali (e verticali) dato dalla presenza del cassero in legno-cemento.

Nel seguito verrà descritta la conformazione delle prove in maggior dettaglio, mostrando, per ogni tipologia provata, i carichi applicati, le caratteristiche dei materiali, le modalità di esecuzione dell'esperimento ed il modo in cui si perviene a collasso.

6.2.1 Prova n. 1: Pannello forato di tipo B*

La prima prova è stata effettuata su un pannello forato di tipo B*:



Figura 6.18 Pannello forato di tipo B*

6.2.1.1 Carichi applicati

Il carico verticale applicato, mantenuto costante durante l'avanzamento della prova, è di 240 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.1.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$).

Al momento del getto sono stati confezionati n. 2 provini di calcestruzzo, di dimensioni standard, i quali dopo la stagionatura sono stati provati a rottura insieme ad alcuni campioni di barre di armatura. Le resistenze medie ottenute sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 6.2: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	2	-	25.5	-
tondini Φ 8		554*	582*	22*
tondini Φ 16		533*	631*	22*

σ_y = tensione di snervamento

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

* valori stimati a partire da provini simili

6.2.2 Prova n. 2: Pannello forato di tipo B*

La seconda prova è stata effettuata ancora su un pannello forato di tipo B*.

6.2.2.1 Carichi applicati

Il carico verticale applicato, mantenuto costante durante l'avanzamento della prova, è di 100 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.2.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.3: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	2	-	25.4	-
tondini $\Phi 8$		554*	582*	22*
tondini $\Phi 16$		533*	631*	22*

σ_y = tensione di snervamento

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

* valori stimati a partire da provini simili

6.2.3 Prova n. 3: Pannello pieno di tipo A

La terza prova è stata effettuata su un pannello pieno di tipo A:



Figura 6.19 Pannello pieno di tipo A

6.2.3.1 Carichi applicati

Il carico verticale applicato, mantenuto costante durante l'avanzamento della prova, è di 200 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.3.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.4: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	3	-	35.7	-
tondini Φ 8	2	554	582	22
tondini Φ 16	2	533	631	22

σ_y = tensione di snervamento

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

6.2.4 Prova n. 4: Pannello pieno di tipo A

La quarta prova è stata effettuata ancora su un pannello pieno di tipo A.

6.2.4.1 Carichi applicati

Il carico verticale applicato, mantenuto costante durante l'avanzamento della prova, è di 400 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.4.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.5: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	3	-	36,6	-
tondini $\Phi 8$	2	554	582	22
tondini $\Phi 16$	2	533	631	22

σ_y = tensione di snervamento

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

6.2.5 Prova n. 5: Pannello pieno di tipo A

La quinta prova è stata effettuata ancora su un pannello pieno di tipo A.

6.2.5.1 Carichi applicati

In questa prova si è applicato un carico verticale nullo.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.5.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.6: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	2	-	26.3	-
tondini $\Phi 8$	2	602	708	18
tondini $\Phi 16$	2	537	620	22

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

6.2.6 Prova n. 6: Pannello pieno di tipo A

La sesta prova è stata effettuata ancora su un pannello pieno di tipo A.

6.2.6.1 Carichi applicati

Il carico verticale applicato, mantenuto costante durante l'avanzamento della prova, è di 200 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.6.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.7: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini calcestruzzo	2	-	26.1	-
tondini $\Phi 8$	2	602	708	18
tondini $\Phi 16$	2	537	620	22

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

6.2.7 Prova n. 7: Pannelli provati a taglio di tipo D

La settima prova è stata effettuata su 2 concii di pannello di dimensioni 1m x 1m.



Figura 6.20. concio di pannello di tipo D

6.2.7.1 Carichi applicati

La prova sperimentale consiste nell'applicare su tali pannelli un carico verticale per mezzo di un martinetto idraulico collocato sopra al pannello stesso (rappresentato in nero nella figura precedente); lo sforzo è distribuito su una porzione di pannello di larghezza 50 cm tramite l'interposizione di un profilo metallico tipo HEA interposto fra il martinetto e il pannello (rappresentato in rosso nella figura precedente).

Il pannello non è appoggiato in modo continuo sul terreno ma solo agli estremi, in modo da ricreare le condizioni di applicazione di uno sforzo di puro taglio baricentrico.

Il carico verticale è applicato in modo ciclico (questa volta chiaramente solo in una direzione di carico) aumentando gradualmente la sollecitazione sul pannello fino a raggiungere il limite di rottura.

6.2.7.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.8: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ε_t (%)
provini calcestruzzo	2	-	26,1	-
tondini $\Phi 8$	2	602	708	18
tondini $\Phi 16$	2	537	620	22

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

6.2.8 Prova n. 8: Struttura ad H (tipologia C)

L'ottava prova è stata effettuata sulla struttura ad H.



Figura 6.21. Struttura ad H di tipo C



Figura 6.22. Struttura ad H di tipo C: altre visuali

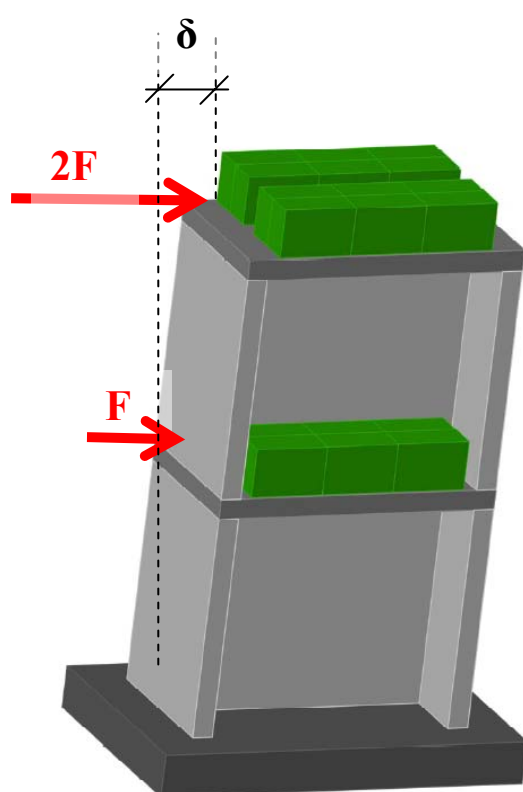
6.2.8.1 Carichi applicati

Il carico verticale è stato applicato mediante la posa di opportuni blocchi di calcestruzzo sulle solette di piano, in maniera da raggiungere, per ogni piano, un peso, comprensivo del peso proprio della soletta, pari a 100 kN. Il carico complessivo è quindi pari a 200 kN.



Figura 6.23. Dettaglio del caricamento verticale (prova 8)

Per quanto riguarda il carico orizzontale, la prova, così come le precedenti, è stata realizzata con controllo degli spostamenti (assumendo come riferimento lo spostamento in sommità), mantenendo però costante durante il caricamento il rapporto fra la forza applicata a quota 6m (in sommità) e quella applicata a quota 3m (al primo piano). In particolare, si è fatto in modo di mantenere un caricamento di forma triangolare, con la forza dell'attuatore in sommità doppia rispetto a quella dell'attuatore al primo piano.



$$ID = \frac{\text{spostamento}}{\text{altezza}_{tot}} = \text{drift in sommità}$$

6.2.8.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.9: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y	σ_t	ε_t
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
provini muri 1° piano	2	-	27.2	-
provini muri 1° piano	2	-	26.9	-
provini muri 2° piano	2	-	26.5	-
provini muri 2° piano	2	-	26.9	-
tondini Φ 8		554*	582*	22*
tondini Φ 16		533*	631*	22*

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

* valori stimati a partire da provini simili

6.2.9 Prova n. 9: Pannello pieno di tipo A

La nona prova è stata effettuata ancora su un pannello pieno di tipo A.

6.2.9.1 Carichi applicati

In questa prova si è applicato un carico verticale pari a 400 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.9.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30$ N/mm² e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430$ N/mm²). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.10: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ε_t (%)
provini calcestruzzo		-	26.1*	-
tondini Φ 8		602*	708*	18*
tondini Φ 16		537*	620*	22*

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

* valori stimati a partire da provini simili

6.2.10 Prova n. 10: Pannello forato di tipo B

La decima prova è stata effettuata su un pannello forato di tipo B.

6.2.10.1 Carichi applicati

In questa prova si è applicato un carico verticale pari a 240 kN.

Il carico orizzontale è applicato ciclicamente, con controllo agli spostamenti, e per ogni drift imposto si effettuano 3 cicli di carico completi.

6.2.10.2 Materiali

Il pannello è stato realizzato utilizzando una classe di calcestruzzo $R_{ck} = 30$ N/mm² e barre ad aderenza migliorata Fe b 44 k ($f_{yk} = 430$ N/mm²). Le resistenze medie ottenute sono le seguenti:

Tabella 6.11: resistenze medie ottenute dai provini di calcestruzzo e di acciaio

Elementi provati	Numero provini	σ_y (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ε_t (%)
provini calcestruzzo		-	26.1*	-
tondini Φ 8		602*	708*	18*
tondini Φ 16		537*	620*	22*

σ_y = tensione di snervamento dell'acciaio

σ_t = tensione di rottura

ε_t = allungamento a rottura dell'acciaio

* valori stimati a partire da provini simili

6.3 La strumentazione delle prove

I sistemi di misura utilizzati sono stati scelti allo scopo di ottenere, a valle delle prove, una misura sia dello scorrimento medio del pannello, sia dello scorrimento in alcuni punti significativi (legge taglio-scorrimento), per poterne verificare l'uniformità.

Per ottenere lo scorrimento del pannello risulta ovviamente necessario depurare le misurazioni sia delle rotazioni rigide (dovuti a movimenti della fondazione) che degli effetti flessionali. Si è reso necessario pertanto poter quantificare in maniera indipendente ciascuno dei tre contributi dovuti a:

- i. Scorrimento*
- ii. Rotazione rigida*
- iii. Effetto flessionale con fessurazione*

All'uopo di effettuare queste misurazioni si sono posizionati degli estensimetri sui pannelli in modo da poter controllare le deformazioni di questi durante le prove e risalire con analisi successive a quanto cercato. Il posizionamento di questi è stato realizzato in modo differente da pannello a pannello a seconda della geometria di questi; nel paragrafo seguente viene riportata la descrizione dettagliata del loro posizionamento nei diversi pannelli.

Per quanto riguarda l'apertura delle fessure, esse sono state misurate manualmente durante ogni prova, sia in condizioni di riposo (carico orizzontale nullo), sia in condizioni di spostamento orizzontale massimo. In ogni modo, ognuna delle prove è documentata da immagini fotografiche, di modo che è possibile determinare il quadro fessurativo globale.

6.3.1 Strumentazione delle prove: pannelli pieni di tipo A

Nei pannelli pieni descritti nel paragrafo 7.1.3 si sono posizionati gli estensimetri in modo da misurare:

- basi di allungamento (vedi fig. 6.24: da 0 a 11; da 4 a 7 sulla faccia posteriore del pannello);
 - spostamenti assoluti orizzontali (vedi fig. 6.24: 14 – 15 – 16);
 - spostamento relativo fondazione/parete (vedi fig. 6.24: 12 – 13);
-

- spostamenti fuori dal piano in sommità (vedi fig. 6.24: 17 – 18 – 19).

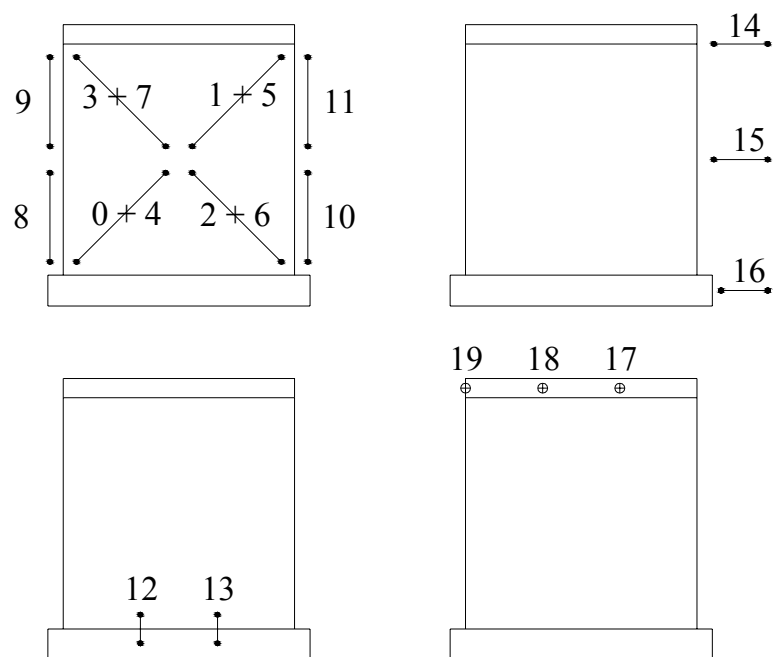


Figura 6.24. Posizionamento strumentazione pannelli A

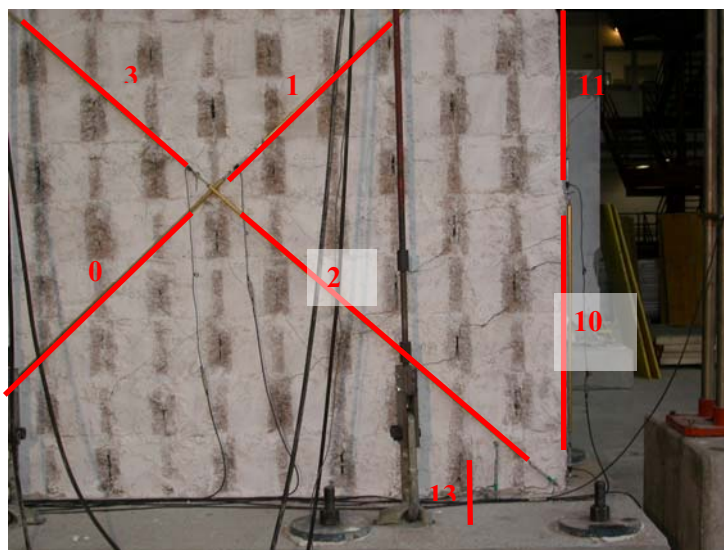


Figura 6.25. Dettaglio del posizionamento degli estensimetri sui pannelli A

6.3.2 Strumentazione delle prove: pannelli forati di tipo B e B*

Per quanto riguarda i pannelli forati di tipo B e di tipo B* descritti rispettivamente nei paragrafi 7.1.4 e 7.1.7 si sono posizionati gli estensimetri nel modo seguente:

basi di allungamento (vedi fig. 6.26: da 1 a 16)

spostamenti assoluti orizzontali (vedi fig. 6.26: da 21 a 24)

spostamento relativo fondazione/parete (vedi fig. 6.26: 17 – 18)

spostamenti fuori dal piano in sommità (vedi fig. 6.26: 19 – 20)

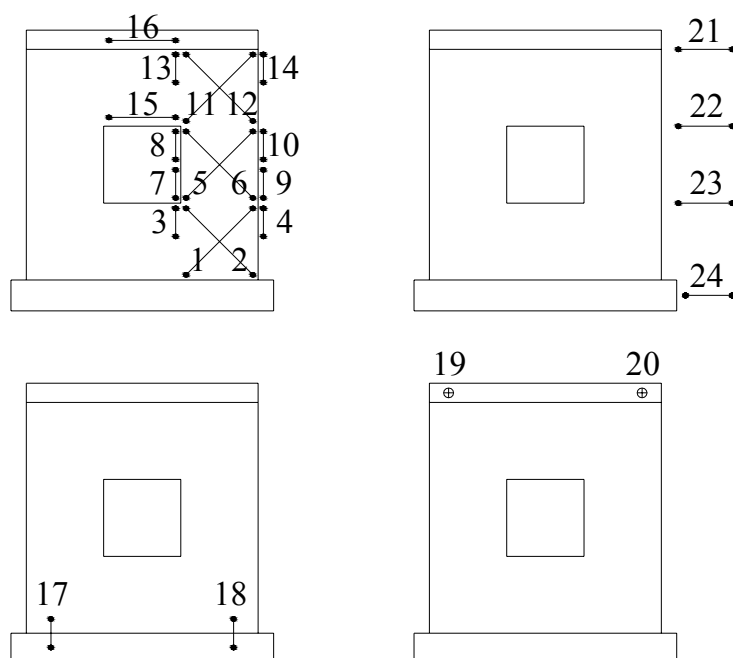


Figura 6.26 Posizionamento strumentazione pannelli B e B*



Figura 6.27 Visualizzazione della strumentazione applicata

6.3.3 Strumentazione delle prove: struttura a H (tipologia C)

Per quanto riguarda la strumentazione applicata alla struttura ad H, si sono misurati tramite estensimetri i seguenti spostamenti:

spostamenti assoluti orizzontali:

n. 27, 28, 35, 37, 38, 31, 32 per misurare gli spostamenti orizzontali parallelamente al piano dell'anima (i primi 5 posizionati in corrispondenza dell'anima, gli altri ai bordi);

n. 29, 30, 33, 34, per misurare gli spostamenti orizzontali in direzione perpendicolare al piano dell'anima (in direzione delle ali);

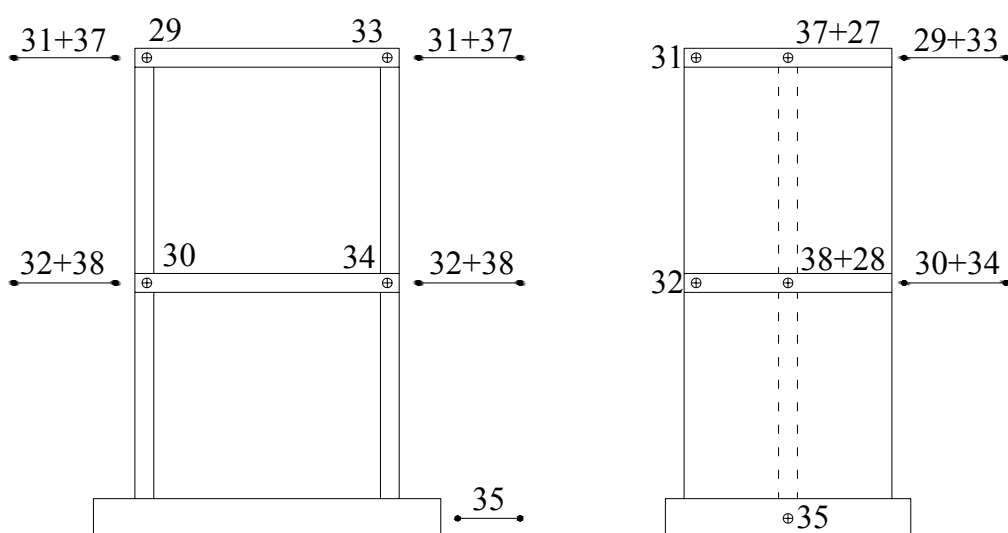


Figura 6.28 Strumentazione per la misura degli spostamenti orizzontali

spostamenti relativi verticali:

n. 9, 10, 36, spostamento relativo fondazione/parete;

n. 19, 20, spostamento relativo soletta/parete al secondo piano;

n. 7, 8, 17, 18, spostamento relativo anima/ala, al primo ed al secondo piano;

n. 5, 6, 15, 16, posizionati nell'anima;

n. 21, 22, 23, 24, 25, 26, posizionati su un'ala;

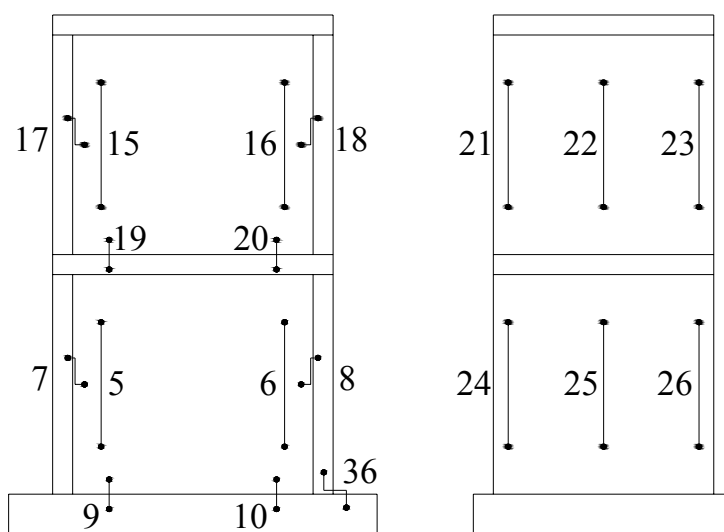


Figura 6.29 Strumentazione per la misura degli spostamenti verticali

spostamenti assoluti diagonali:

- n. 1, 2, 3, 4 posizionati su una faccia dell'anima del pannello inferiore;
- n. 11, 12, 13, 14 posizionati su una faccia dell'anima del pannello superiore;

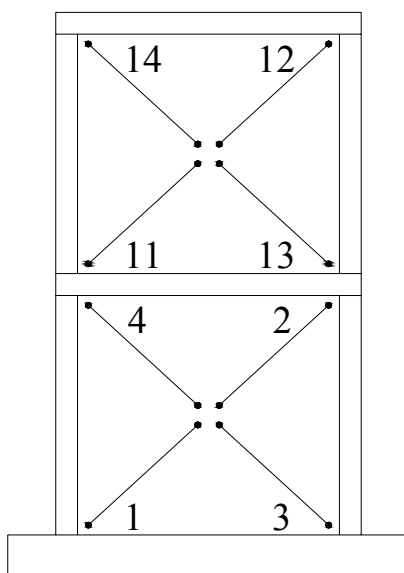


Figura 6.30 Strumentazione per la misura degli spostamenti diagonali

6.3.4 Strumentazione delle prove: pannelli provati a taglio di tipo D

Nei conci di pannelli 1m x 1m descritti nel paragrafo 7.1.6 si sono posizionati gli estensimetri in modo da misurare:

spostamenti assoluti verticali:

n. 0, 1, 2, 3 posizionati alla base del pannello;

spostamenti relativi orizzontali:

n. 4, 5 posizionati uno alla base ed uno in sommità al pannello;

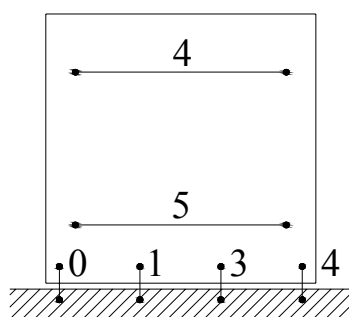


Figura 6.31 Posizionamento strumentazione pannelli D

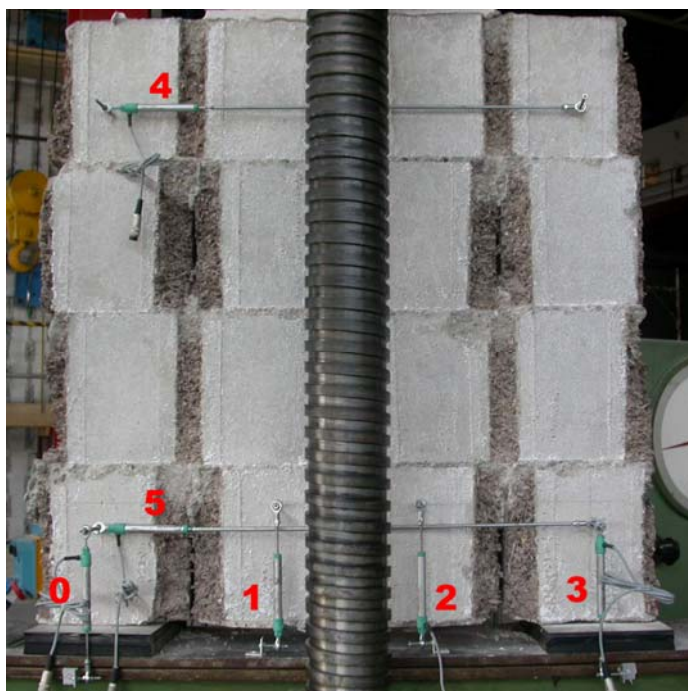


Figura 6.32 Esempio concreto di strumentazione applicata al pannello

6.4 I risultati delle prove

6.4.1 Note introduttive

Nel presente paragrafo, con riferimento ai pannelli introdotti nelle sezioni 6.1 e 6.2, e alla strumentazione descritta nella sezione 6.3, si riportano i risultati delle prove effettuate.

Per non sovraccaricare l'esposizione si è deciso di non riportare in questa sede tutti i dati raccolti in fase sperimentale, ma solamente quelli più utili al fine di mostrare le caratteristiche essenziali dei pannelli oggetto di studio.

In particolare si riportano le schede tecniche di ciascuna prova effettuata, evidenziando i cicli di prova condotti, i risultati ottenuti in termini di forze e deformazioni massime e l'analisi del meccanismo di collasso.

Per facilitare la lettura dei dati raccolti si è ricorso all'ausilio di tabelle e grafici, e nel dettaglio:

Tabelle riassuntive dei drift applicati ai pannelli in ogni ciclo di prova riportando:

δ = spostamento in sommità;

$$ID = \frac{\delta}{H_{\text{PANNELLO}}} = \text{drift in sommità};$$

v = velocità di applicazione del carico;

numero di cicli effettuati per l'ID in questione.

Grafici forza-spostamento rappresentativi della risposta strutturale dei pannelli all'aumentare del caricamento su questi. Nel dettaglio, si è riportato in ascissa lo spostamento orizzontale registrato alla sommità del pannello ed in ordinata la forza applicata dall'attuatore; per una maggiore leggibilità del grafico si è utilizzato un colore diverso per ogni drift (composto a sua volta da 3 cicli di prova) e inoltre sono state tracciate in nero le curve interpolanti i punti di massima forza resistente per ognuno dei 3 cicli di prova dei drift (ricavando in questo modo una curva interpolante superiore, una intermedia ed una inferiore).

Analisi delle fessurazioni formatesi sul pannello all'aumentare del drift con particolare attenzione alla conformazione di queste al raggiungimento del limite di fessurazione stabilizzata; conformazione che indica il meccanismo di rottura del pannello.

Si è infine riportata una sintesi dei risultati ricavati dalla prova.

6.4.2 Prova n. 1

6.4.2.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati:

Tabella 6.12, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
3.44	0.125	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
16.50	0.60	0.15	3
20.62	0.75	0.15	3
27.50	1.00	0.30	3

ID ultimo: 1.00 %
(tentativo a 1.50 % con collasso del pannello)

6.4.2.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra la fondazione del pannello ed il suolo (n° 24 figura 6.26):

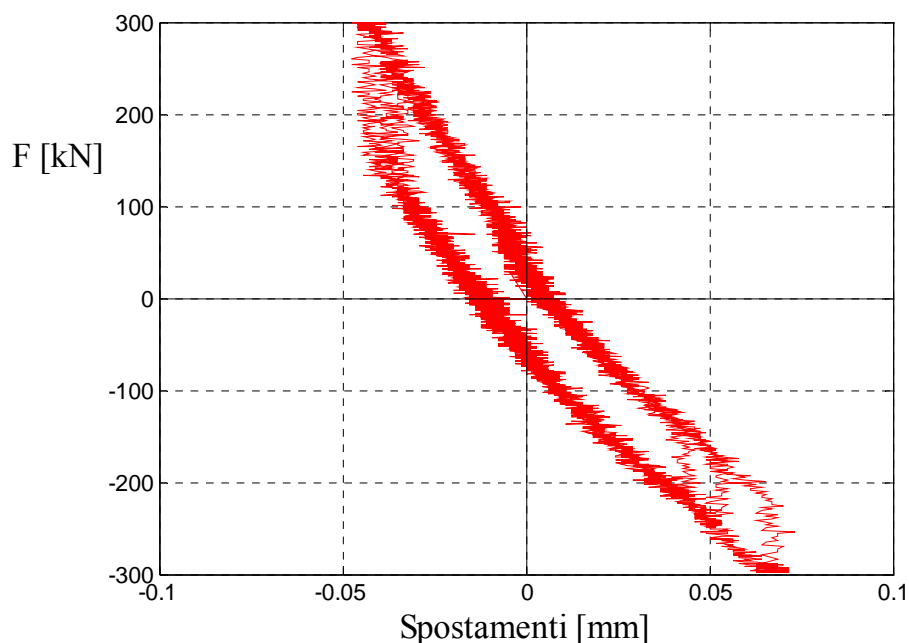


Figura 6.33. Spostamenti della fondazione in corso di prova

Come si può notare dal grafico lo spostamento non supera i 0,07 mm, quindi si può considerare con buona approssimazione che il pannello non subisca spostamenti rigidi alla base.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello; si riportano nel seguito gli spostamenti massimi misurati sull'altezza del pannello in concomitanza del primo drift applicato al pannello (campo elastico) e dell'ultimo prima di raggiungere il limite di rottura.

Si noti che si è riportato il grafico al limite di rottura relativo alla prova 10 anziché quello della prova 1 in quanto avente lo stesso andamento qualitativo ma dotato di una maggiore immediatezza grafica.

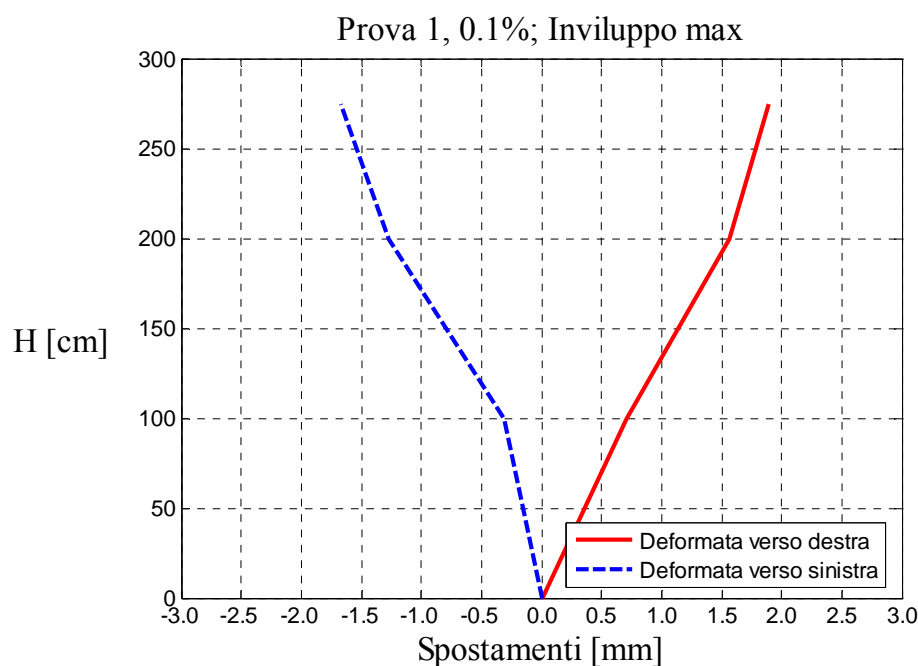


Figura 6.34. Spostamento massimo del pannello in campo elastico

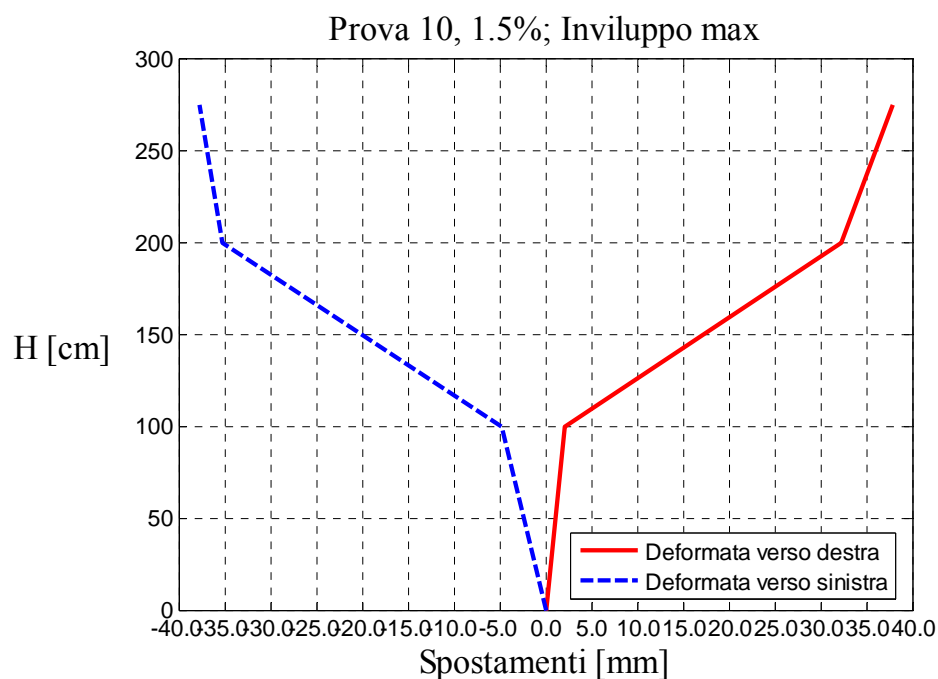


Figura 6.35. Spostamento massimo del pannello al limite di rottura

I grafici esplicitano che la deformazione del pannello ha andamento lineare sull'altezza di questo, tranne nel tratto di altezza compreso fra 100 e 200 cm ove c'è la presenza del foro e quindi si concentrano gli scorrimenti; si esclude quindi che il pannello subisca scorrimenti concentrati alla base che possano portare a crisi locali.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (e quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a

descrivere in modo più dettagliato il stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

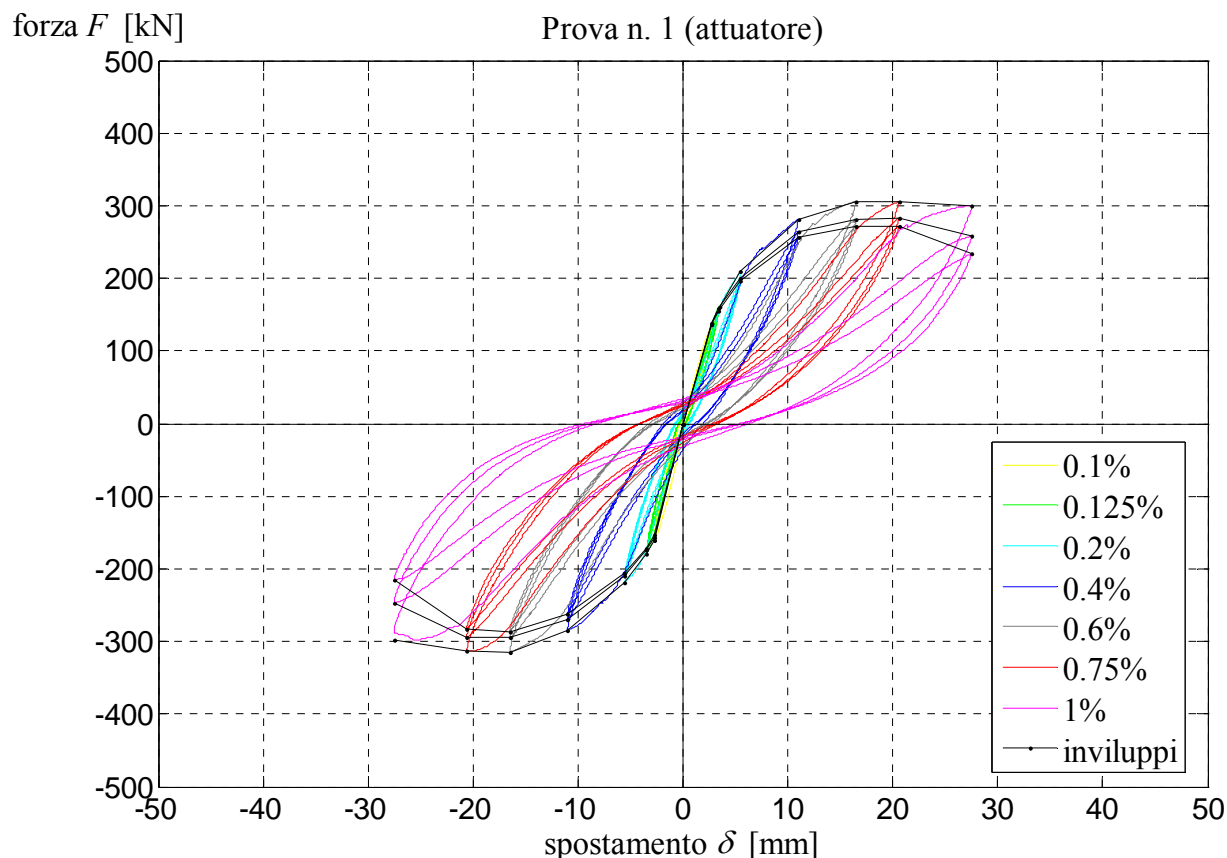


Figura 6.36. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 1

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a circa 27 mm.

Dal grafico è inoltre possibile ricavare che il taglio massimo applicato T_a alla struttura prima che questa cominci a degradarsi è circa pari a 300 kN.

6.4.2.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

All'aumentare del drift applicato al pannello si è giunti al limite di fessurazione stabilizzata per una fessurazione a forma di "X" localizzata lateralmente all'apertura del pannello.



Figura 6.37. Meccanismo di rottura pannello forato di tipo B* (prova 1)

Tali fessure indicano chiaramente che il pannello in esame raggiungerà il collasso strutturale a causa del taglio dei traversi a lato dell'apertura



Figura 6.38. Dettaglio della fessurazione da rottura a taglio (prova 1)



Figura 6.39. Dettaglio della fessurazione da rottura a taglio (prova 1)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 4.5$ mm.

6.4.2.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift massimo di poco superiore all'1% e quindi un o spostamento ultimo $\delta_u = 2.75$ cm.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo tagliente per un taglio massimo applicato al pannello pari a $T_u = 300.00$ kN; questo risultato è giustificabile col fatto che l'assenza delle staffe nei setti murari a fianco dell'apertura abbiano creato una debolezza nel pannello in corrispondenza di tali zone appunto rotti a taglio.

Da questa prova, eseguita su pannelli forati realizzati con difetti costruttivi non trascurabili, si possono ricavare interessanti informazioni sulla resistenza a taglio di tali pannelli: si può infatti assumere come limite inferiore della resistenza tagliente dei pannelli, il limite raggiunto in questa prova.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$$W = 20.00 \text{ kN}$$

$$N = 240.00 \text{ kN}$$

$$\delta_u = 2.75 \text{ cm}$$

$$T_u = 300.00 \text{ kN}$$

6.4.3 Prova n. 2

6.4.3.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.13, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
3.44	0.125	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
16.50	0.60	0.15	3
20.62	0.75	0.15	3
27.50	1.00	0.30	3

ID ultimo: 1.00 %
(tentativo a 1.50 % con collasso del pannello)

6.4.3.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra a fondazione del pannello ed il suolo (n° 24 figura 6.26); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 1 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 1 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a

descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.1):

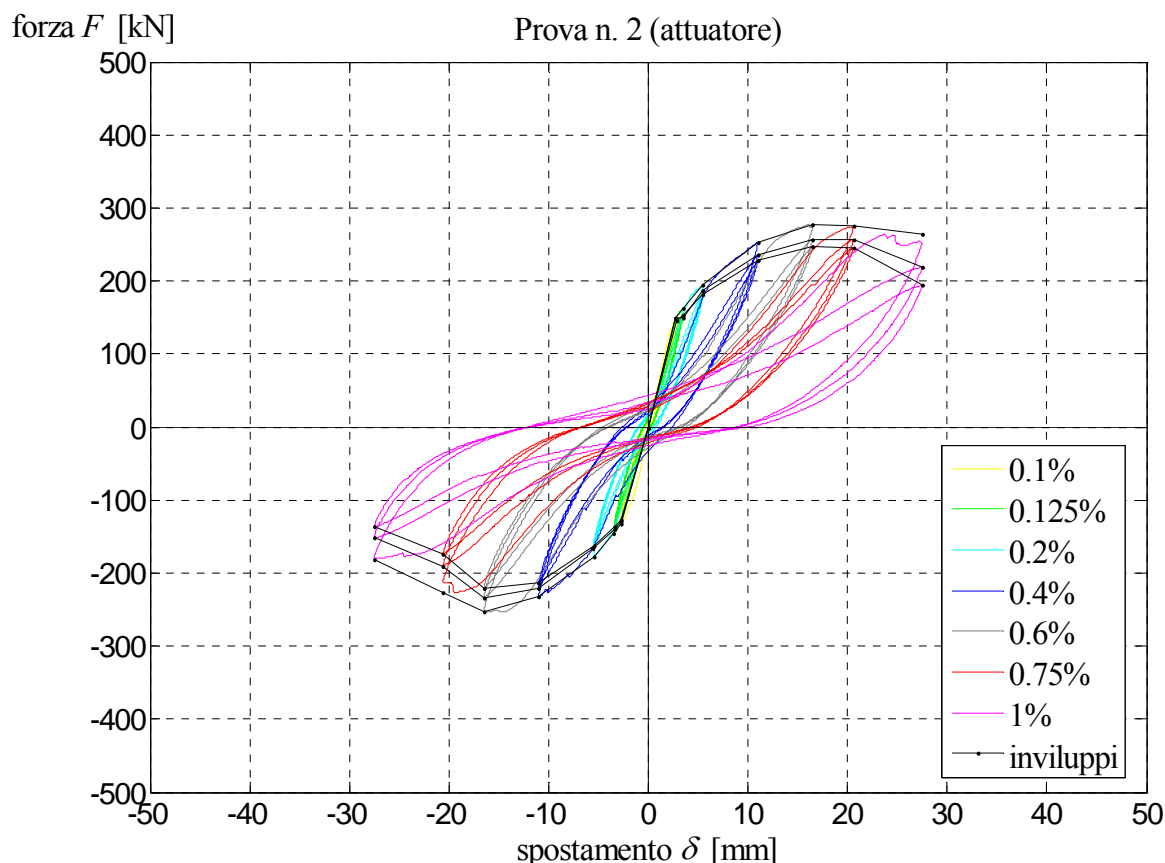


Figura 6.40. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 2

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 275 mm.

Dal grafico è inoltre possibile ricavare che il taglio massimo che ha portato alla rottura del pannello T_u è circa pari a 277 kN.

6.4.3.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

Così come per il pannello B* della prova 1, anche nella 2° prova si è giunti ad una fessurazione stabilizzata a forma di “X” localizzata lateralmente all’apertura del pannello.



Figura 6.41. Meccanismo di rottura pannello forato di tipo B* (prova 2)

Tali fessure indicano chiaramente che il pannello in esame raggiungerà il collasso strutturale a causa del taglio dei traversi a lato dell'apertura.



Figura 6.42. Dettaglio della fessurazione da rottura a taglio (prova 2)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 4.5$.

6.4.3.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift massimo di poco superiore all'1%, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 2.75\text{cm}$.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo tagliente per un taglio massimo applicato al pannello pari a $T_u = 277.00\text{ kN}$; questo risultato è giustificabile col fatto che l'assenza delle staffe nei setti murari affianco all'apertura abbiano creato una debolezza nel pannello in corrispondenza di queste zone appunto rottesi a taglio.

Da questa prova, realizzata su pannelli forati realizzati con difetti costruttivi non trascurabili, si possono ricavare interessanti informazioni sulla resistenza a taglio di tali pannelli: si può infatti assumere come limite inferiore della resistenza tagliente di questi pannelli, il limite raggiunto in questa prova.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 20.00\text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 100.00\text{ kN}$

$\delta_u = 2.75\text{cm}$

$T_u = 277.00\text{ kN}$

6.4.4 Prova n. 3

6.4.4.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.14, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
22.00	0.80	0.15	3
27.50	1.00	0.30	2
33.00	1.20	0.40	2
41.25	1.50	0.50	2

ID ultimo: 1.50 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 2° ciclo di carico)

6.4.4.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra a fondazione del pannello ed il suolo (n° 16 figura 6.24):

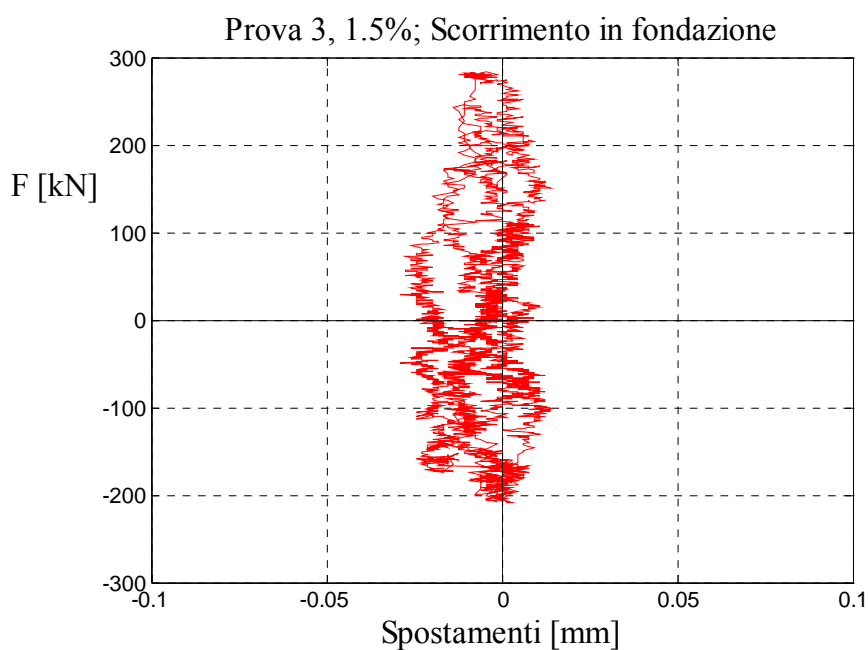


Figura 6.43. Spostamenti della fondazione in corso di prova

Come si può notare dal grafico lo spostamento non supera i 0.03 mm, quindi si può considerare con buona approssimazione che il pannello non subisca spostamenti rigidi alla base.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello; si riportano nel seguito gli spostamenti massimi misurati sull'altezza del pannello in concomitanza del primo drift applicato al pannello (campo elastico) e dell'ultimo prima di raggiungere il limite di rottura.

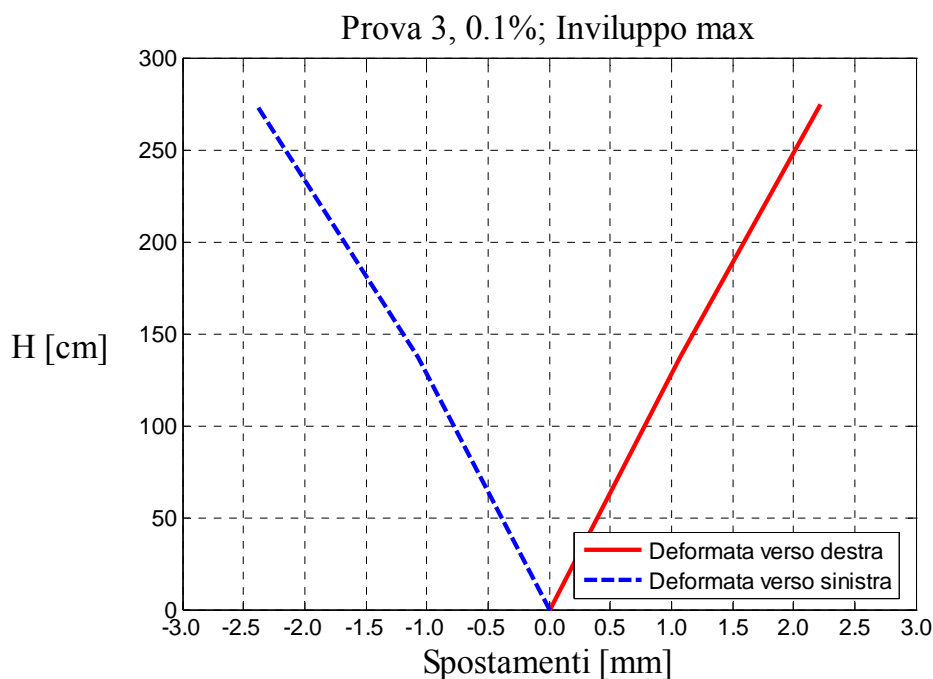


Figura 6.44. Spostamento massimo del pannello in campo elastico

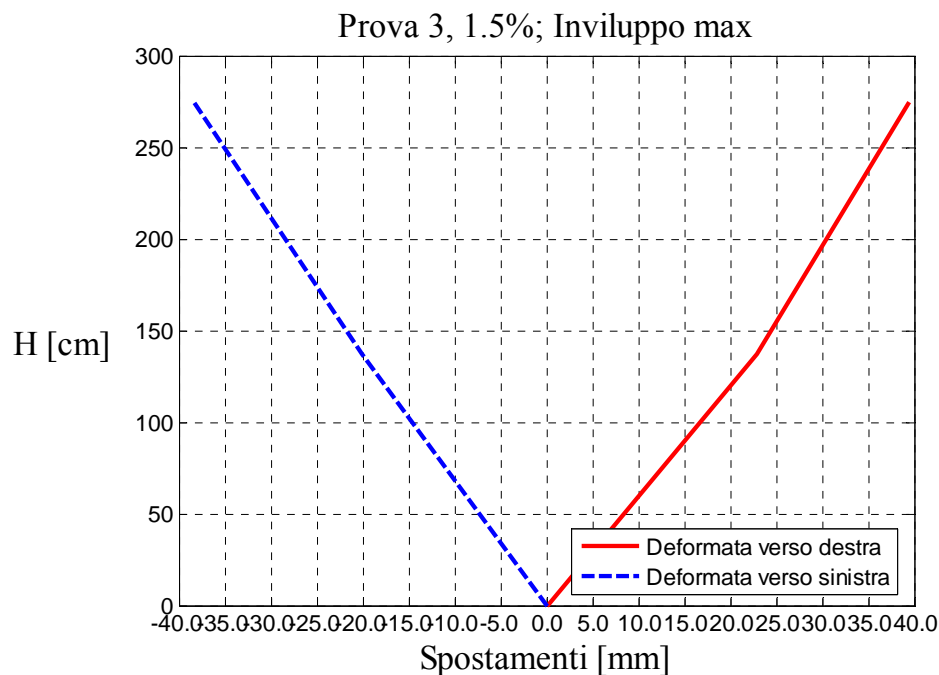


Figura 6.45. Spostamento massimo del pannello al limite di rottura

I grafici esplicitano che la deformazione del pannello ha andamento lineare sull'altezza di questo e quindi che gli scorrimenti siano costanti; si esclude quindi che il pannello subisca scorrimenti concentrati alla base che possano portare a crisi locali.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a

descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.1):

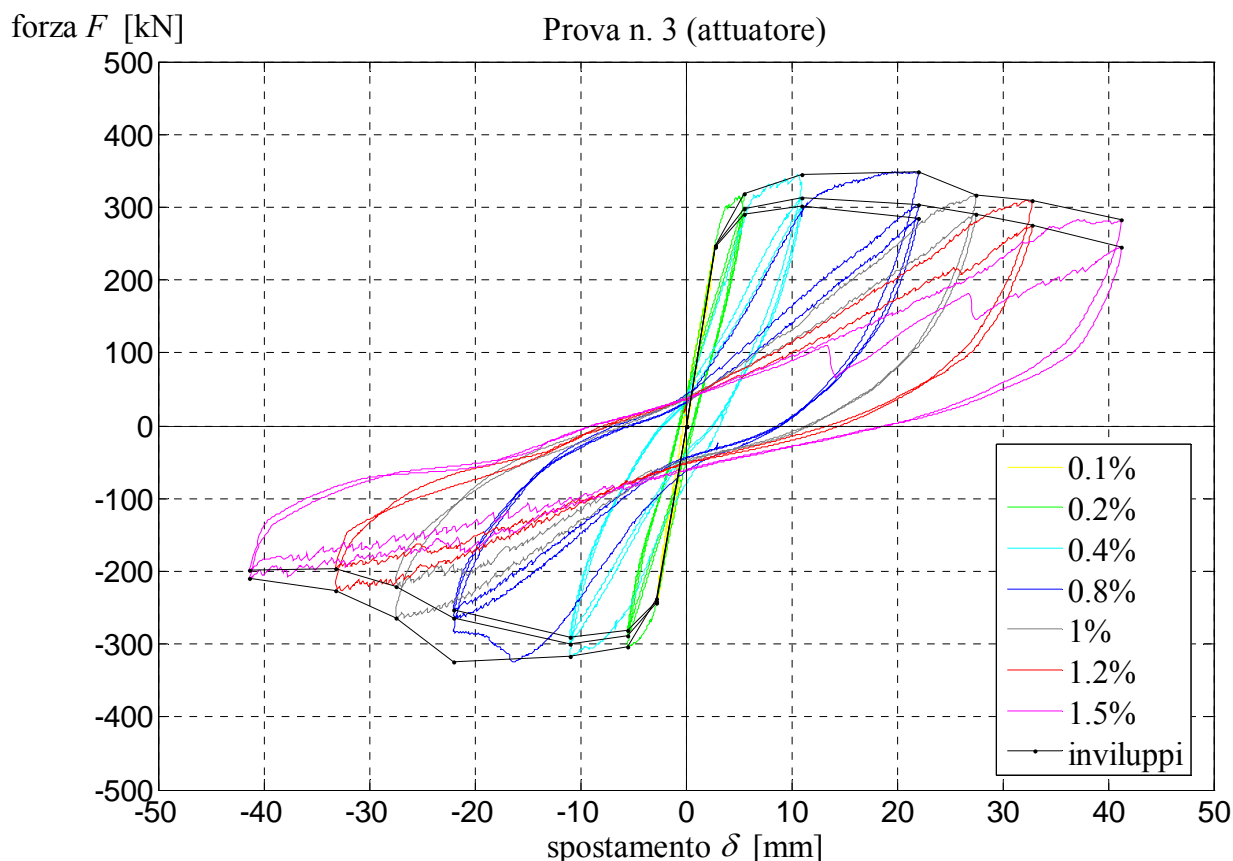


Figura 6.46. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 3

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a circa 40 mm ($0.015 \times 2750 \text{ mm} = 41.25 \text{ mm}$).

6.4.4.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

All'aumentare del drift applicato, si è giunti al limite di fessurazione stabilizzata per una fessurazione alla base del pannello che indica chiaramente che il pannello in esame raggiungerà il collasso strutturale a causa di un meccanismo di rottura a flessione.



Figura 6.47. Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova 3)



Figura 6.48. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 3)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediante dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 5.0$.

6.4.4.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1,5%, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 4.125\text{cm}$.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 300\text{ kN}$ caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 22.70\text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 200.00\text{ kN}$

$\delta_u = 4.125\text{ cm}$

$T_a = 300.00\text{ kN}$

6.4.5 Prova n. 4

6.4.5.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.15, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
22.00	0.80	0.15	3
27.50	1.00	0.30	3
33.00	1.20	0.40	3
41.25	1.50	0.50	2

ID ultimo: 1.50 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 2° ciclo di carico)

6.4.5.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra la fondazione del pannello ed il suolo (n° 16 figura 6.24); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 3 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 3 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

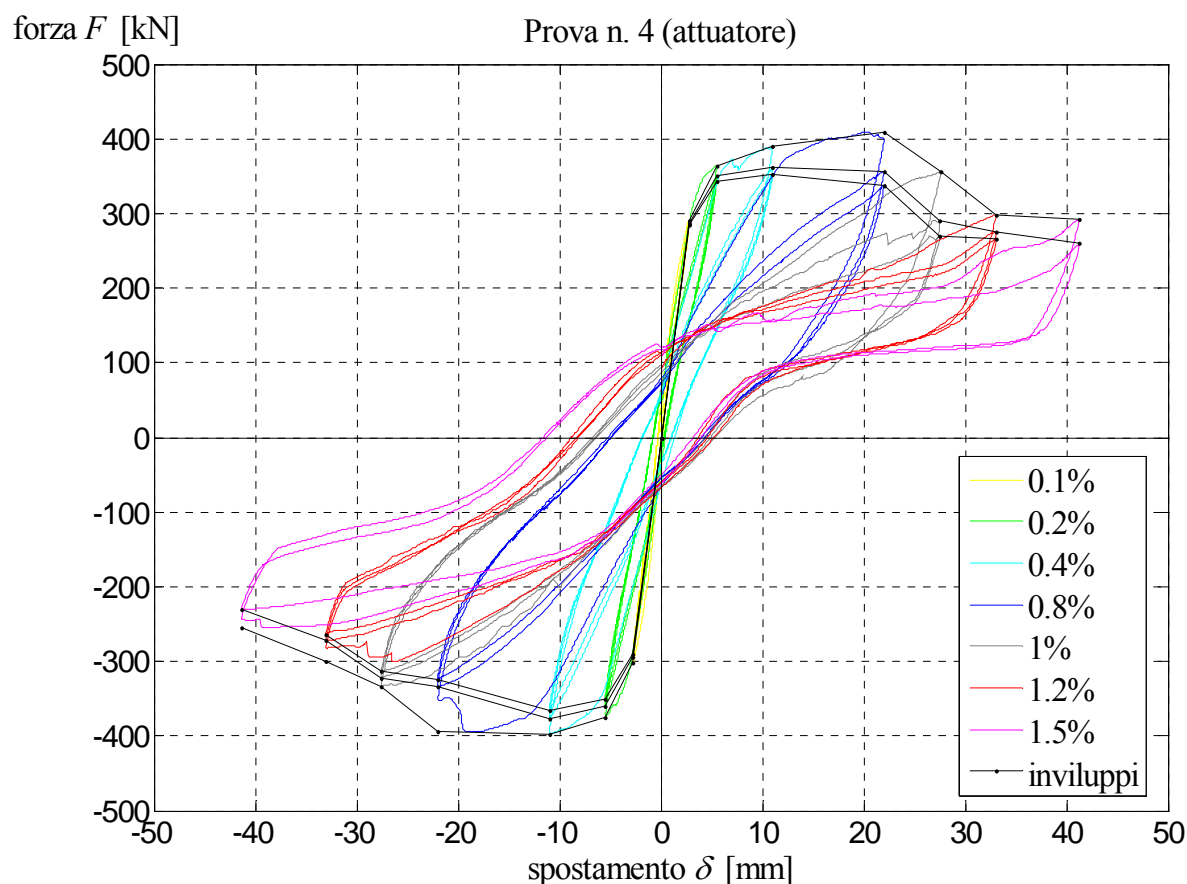


Figura 6.49. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 4

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 40 mm ($0.015 \times 2750 \text{ mm} = 41.25 \text{ mm}$).

6.4.5.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

Così come per il pannello A della prova 3, anche nella 4° prova si è giunti ad una fessurazione stabilizzata obliqua al pannello che denota un meccanismo di rottura dovuto a flessione.

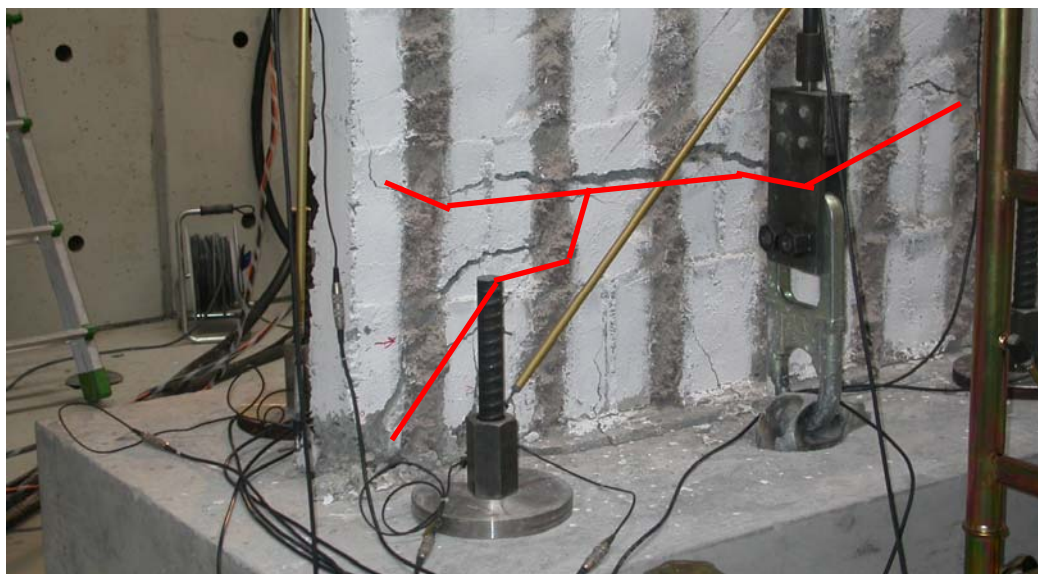


Figura 6.50. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 4)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo);, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 5.0$.

6.4.5.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1,5%, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 4,125\text{cm}$.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 400\text{ kN}$ caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 22,70 \text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 400,00 \text{ kN}$

$\delta_u = 4,125 \text{ cm}$

$T_a = 400,00 \text{ kN}$

6.4.6 Prova n. 5

6.4.6.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.16, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
22.00	0.80	0.15	3
27.50	1.00	0.30	1

ID ultimo: 1.00 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 1° ciclo di carico)

6.4.6.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra a fondazione del pannello ed il suolo (n° 16 figura 6.24); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 3 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 3 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

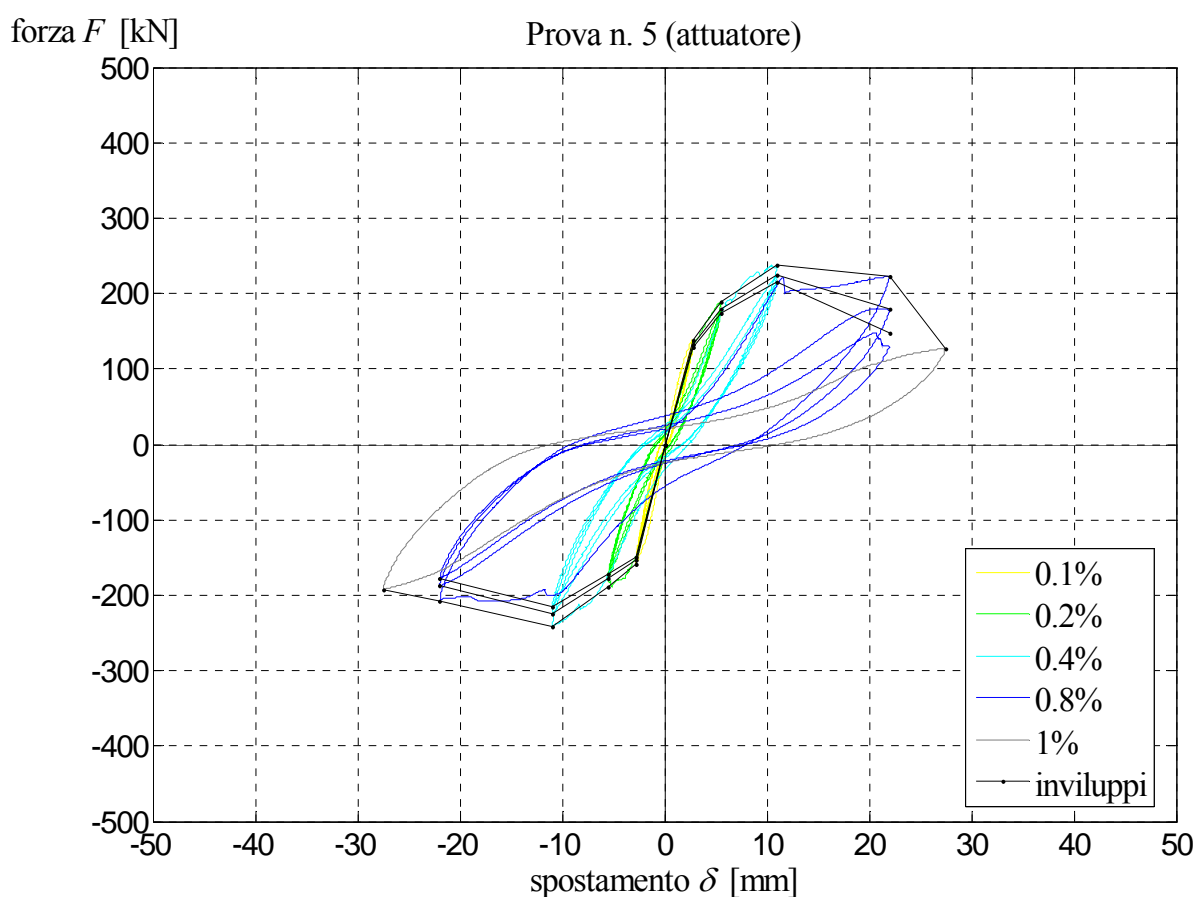


Figura 6.51. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 5

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 27.5 mm ($0.01 \times 2750 \text{ mm} = 27.50 \text{ mm}$).

Dal grafico è inoltre possibile ricavare che il taglio ultimo applicato alla struttura prima che questa cominci a degradarsi è circa pari a 250 kN.

6.4.6.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

Diversamente da quanto verificato per gli altri pannelli pieni di tipo A, il pannello A della 5° prova, le fessurazioni non sono in concomitanza del momento massimo sul pannello, cioè alla base di questo ma sono localizzate in una zona più alta del pannello, quindi il meccanismo che porta a rottura non può essere considerato flessionale.

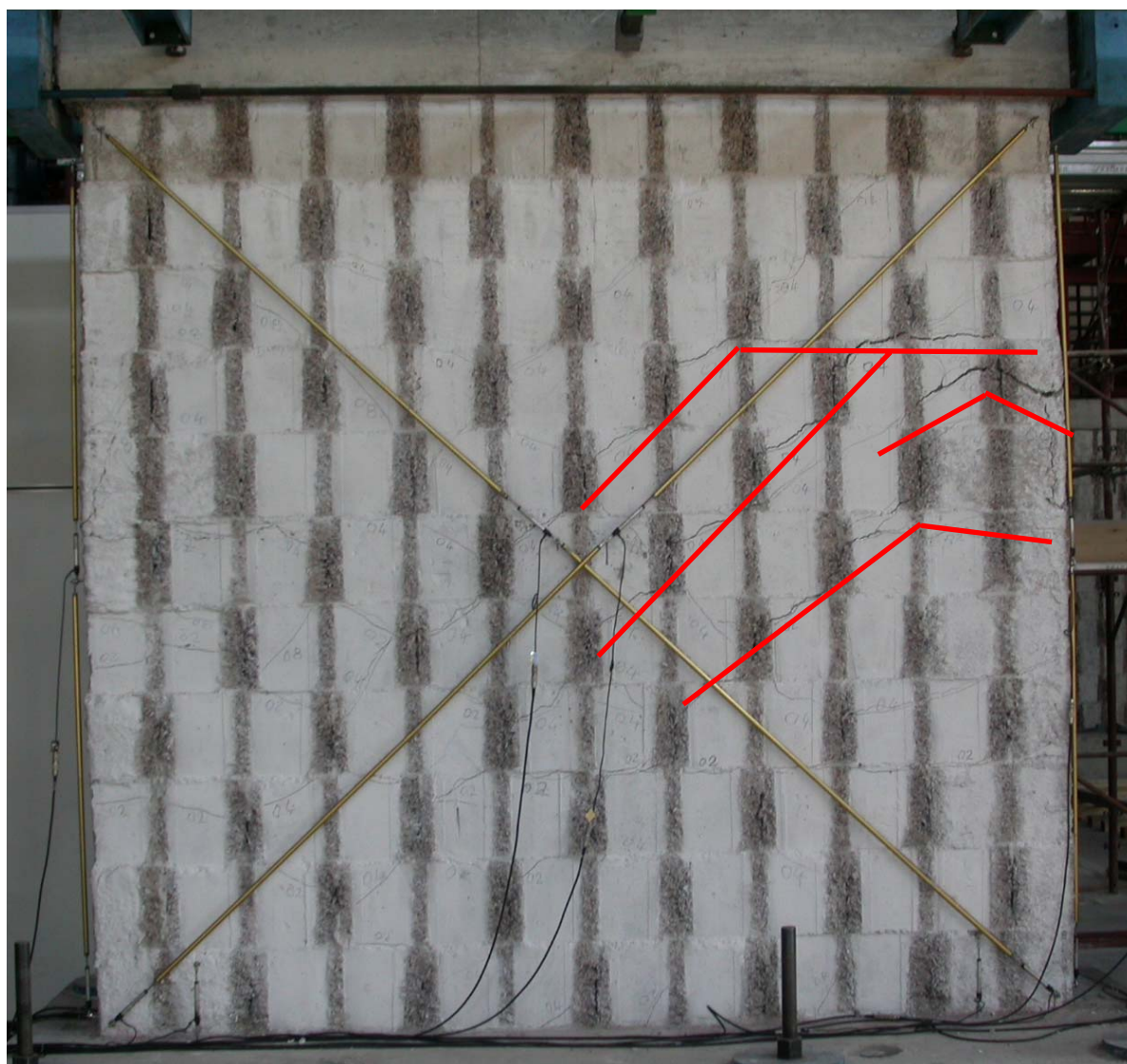


Figura 6.52. Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova 5)



Figura 6.53. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 5)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 4.5$.

6.4.6.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1 %, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 2,75\text{cm}$.

Diversamente da quanto verificato per gli altri pannelli pieni di tipo A, il meccanismo di rottura per questa prova non è di tipo flessionale perché le fessurazioni non sono in concomitanza del momento massimo. Un comportamento di questo tipo, in cui il meccanismo di collasso è maggiormente “spostato” verso la rottura di tipo tagliente, è sicuramente dovuto al fatto che sul pannello non è stato applicato alcun carico verticale.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai

carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 22.70 \text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 0.00 \text{ kN}$

$\delta_u = 2.75 \text{ cm}$

$T_u = 240.70 \text{ kN}$

6.4.7 Prova n. 6

6.4.7.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.17, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.75	0.10	0.05	3
5.50	0.20	0.05	3
11.00	0.40	0.05	3
22.00	0.80	0.15	3
27.50	1.00	0.15	3
33.00	1.20	0.30	3
41.25	1.50	0.30	1

ID ultimo: 1.50 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 1° ciclo di carico)

6.4.7.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra a fondazione del pannello ed il suolo (n° 16 figura 6.24 risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 3 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 3 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.1):

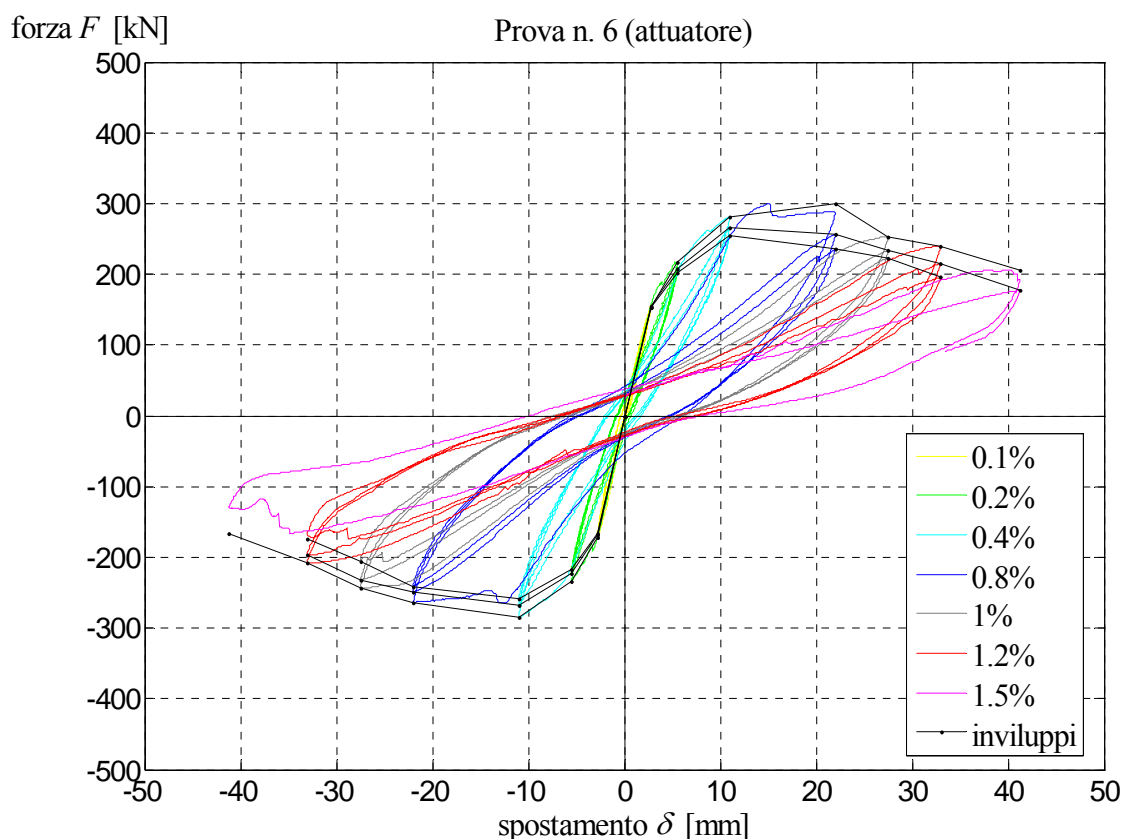


Figura 6.54. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 6

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 10 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 40 mm ($0.015 \times 2750 \text{ mm} = 41.25 \text{ mm}$).

6.4.7.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

Così come i precedenti pannelli provati, per il pannello A della 6° prova, si è giunti ad una fessurazione stabilizzata che denota un meccanismo di rottura dovuto a flessione.

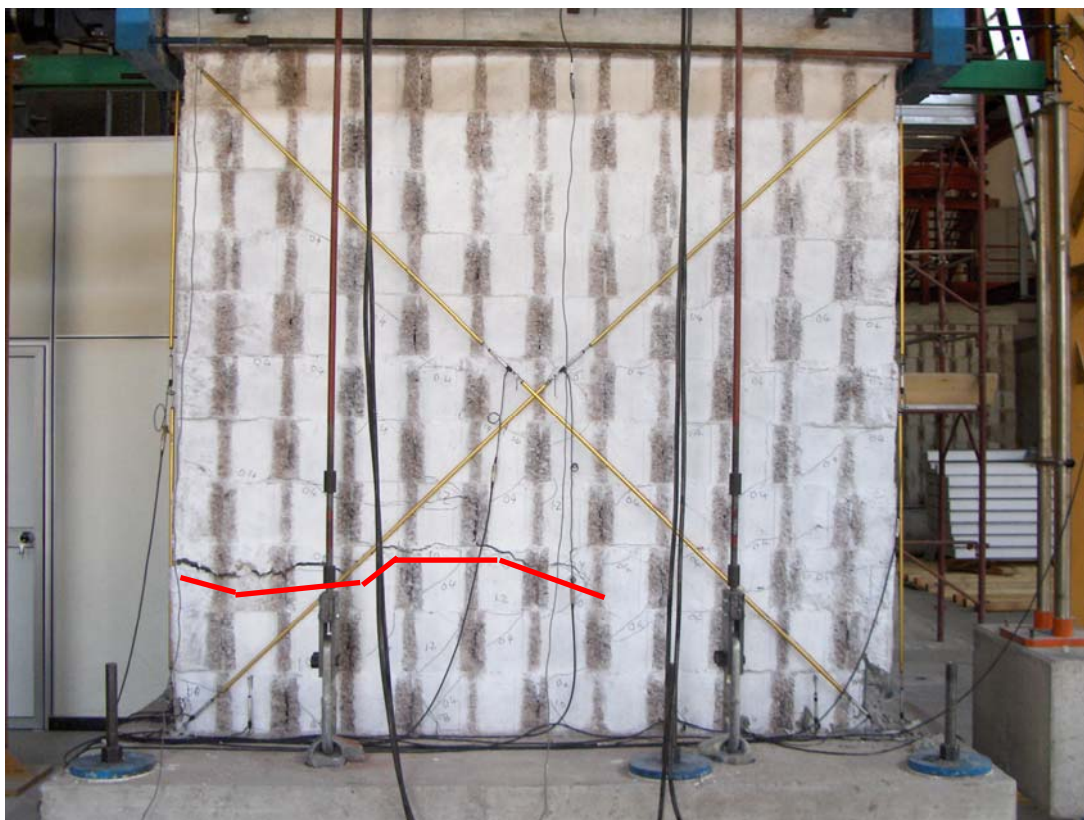


Figura 6.55. Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova 6)



Figura 6.56. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 6)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 5.0$.

6.4.7.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1.5%.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 300$ kN caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 22.70 \text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 200.00 \text{ kN}$

$\delta_u = 4.125 \text{ cm}$

$T_a = 299.60 \text{ kN}$

6.4.8 Prova n. 7

6.4.8.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati. La prova è stata ripetuta su due conci del pannello di identiche dimensioni. Di seguito, vengono mostrati i risultati della sperimentazione effettuata sui due conci di pannello, denominati rispettivamente “Prova a” e “Prova b”.

Tabella 6.18, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti impressi e delle resistenze misurate per i due conci di pannello provati.

	Prova a		Prova b	
n.	δ	F [kN]	δ	F [kN]
1	0.00	27.96	0.00	35.60
2	0.00	57.85	0.00	65.74
3	0.02	88.24	0.00	95.54
4	0.04	118.49	0.00	125.39
5	0.00	149.05	0.00	155.58
6	0.00	179.12	0.00	185.01
7	0.02	209.83	0.01	214.91
8	0.02	239.48	0.02	244.04
9	0.02	269.92	0.02	274.26
10	0.06	300.33	0.03	303.54
11	0.17	325.15	0.05	321.46
12	-	-	0.06	304.84

6.4.8.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

I diagrammi forza-spostamento di seguito riportati illustrano sinteticamente i risultati della prova n.7. La prova è stata eseguita su 2 porzioni di pannelli di identiche dimensioni, rispettivamente indicate nelle figure seguenti con la dicitura “prova a” e “prova b”.

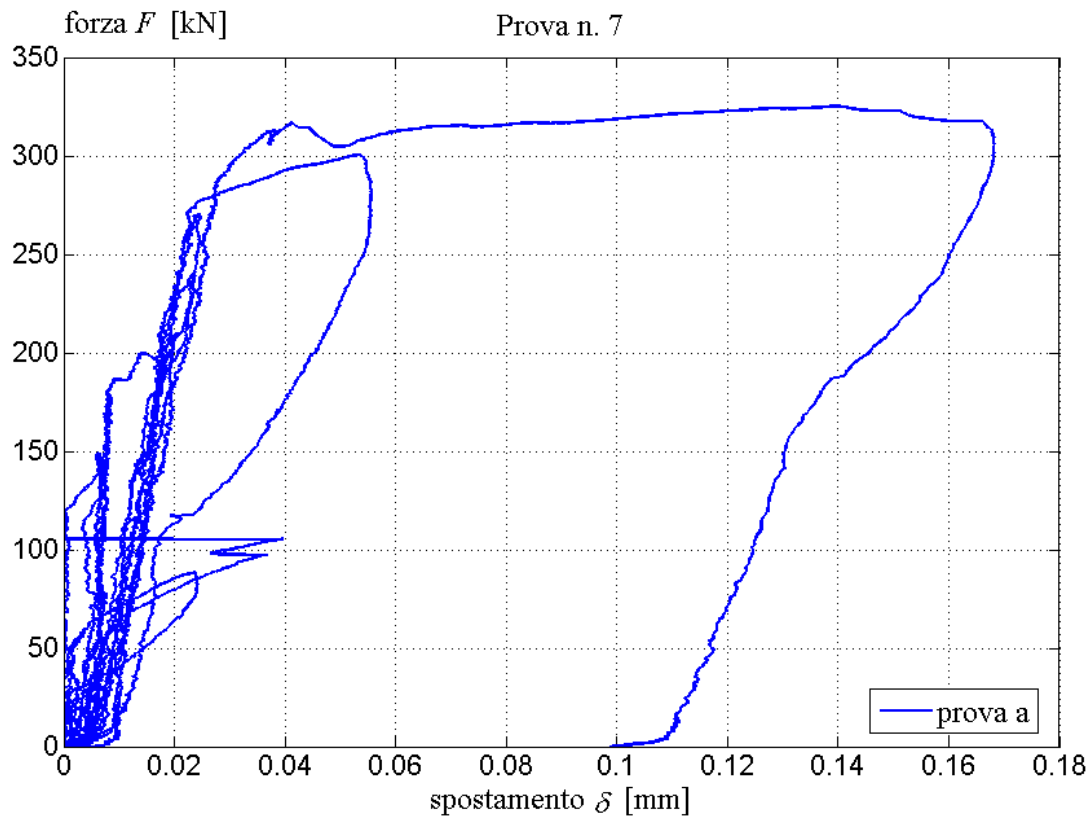


Figura 6.57. Diagramma forza-spostamento misurato per la prova a.

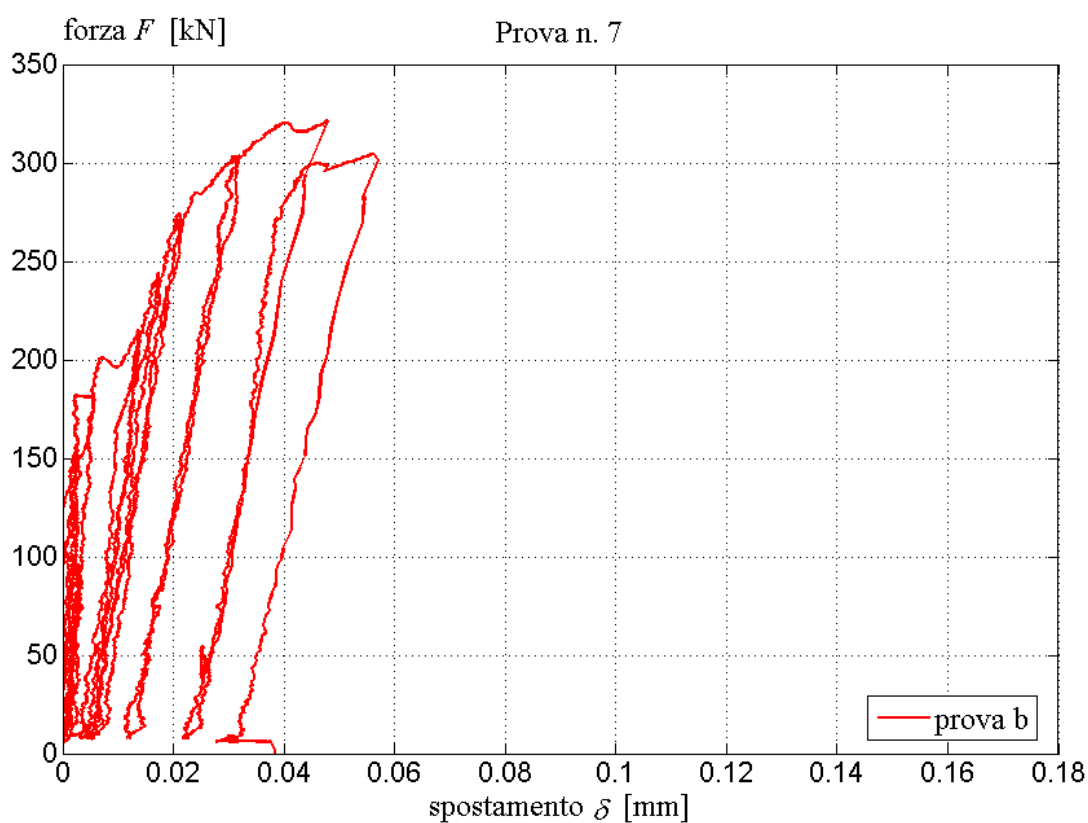


Figura 6.58. Diagramma forza-spostamento misurato per la prova b.

6.4.8.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

La prova è stata conclusa ai primi segni di cedimento del pannello, che come si può vedere dalla figura seguente, nella mezzeria del pannello, in corrispondenza del punto di applicazione del carico (sotto la superficie di appoggio della trave metallica di tipo HEA).



Figura 6.59. Meccanismo di rottura concio di pannello di tipo D (prova 7)

6.4.8.4 Sintesi dei risultati

La prova n. 7 sui due conci di pannello ha evidenziato un valore di taglio limite per i traversi orizzontali (“lunette”) di ogni concio pari a 320 kN; considerando che in ogni concio sono presenti 8 traversi orizzontali, si ricava che il valore limite di taglio per ciascun elemento è 40 kN.

Di seguito si riassumono i risultati sperimentali ottenuti dalla prova sui due conci:

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$T_u = 40.00 \text{ kN} \quad \text{taglio limite per traverso orizzontale}$$

6.4.9 Prova n. 8

6.4.9.1 Sequenza dei cicli applicati

Si riporta in forma tabellare la sequenza di cicli di carico applicati nella prova in esame:

Tabella 6.19, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
6.0	0.10	0.05	3
12.0	0.20	0.05	3
24.0	0.40	0.05	3
60.0	1.00	0.15	3
90.0	1.50	0.15	1
102.0	1.70	0.30	1

ID ultimo: 1.70 %
(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 1° ciclo di carico)

6.4.9.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che la struttura non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra la fondazione del pannello ed il suolo (n° 35 figura 6.28); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 3 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 3 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare

del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

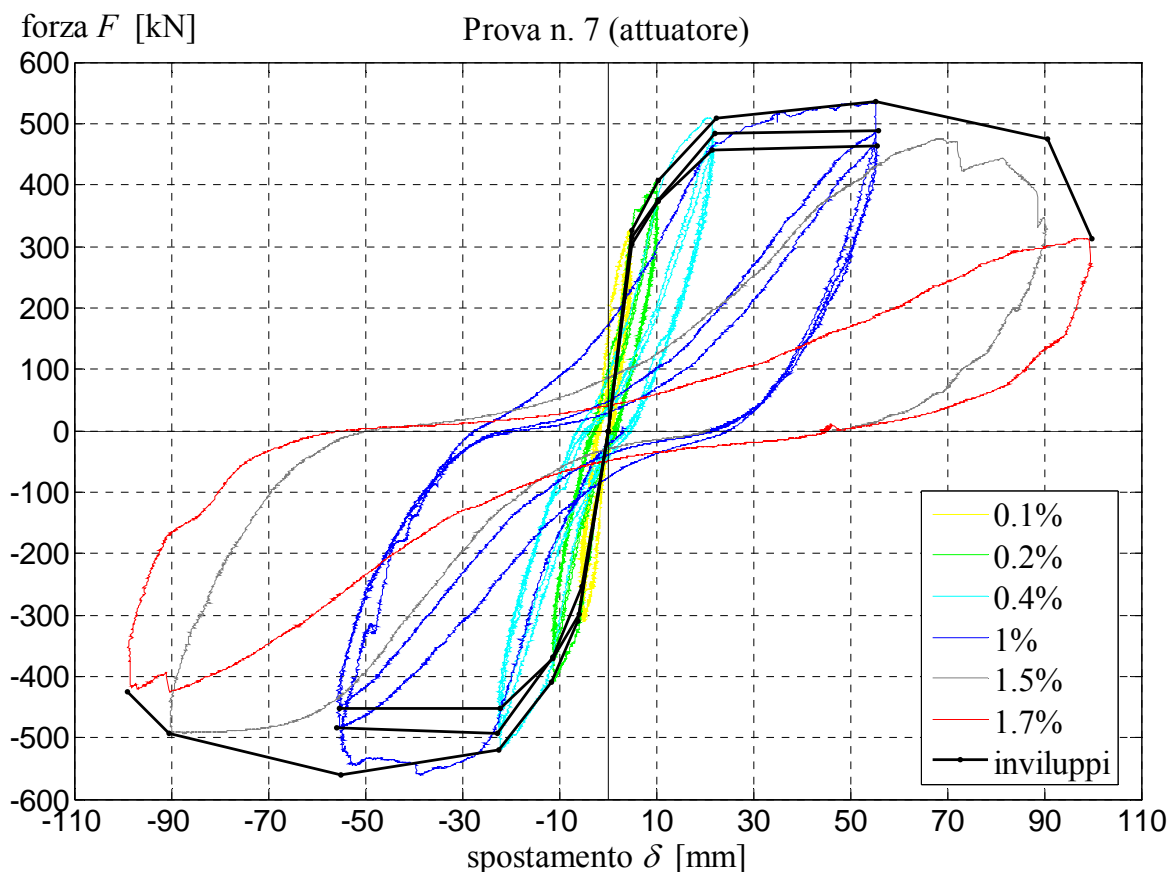


Figura 6.60. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 8

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 20 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 100 mm ($0.017 \times 6000 \text{ mm} = 102.0 \text{ mm}$).

6.4.9.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

La struttura, sottoposta a drift impressi alla sommità crescenti, ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata per una conformazione che denota una rottura a flessione come si può vedere chiaramente dal meccanismo di fessurazione evidenziato sui pannelli d'ala:

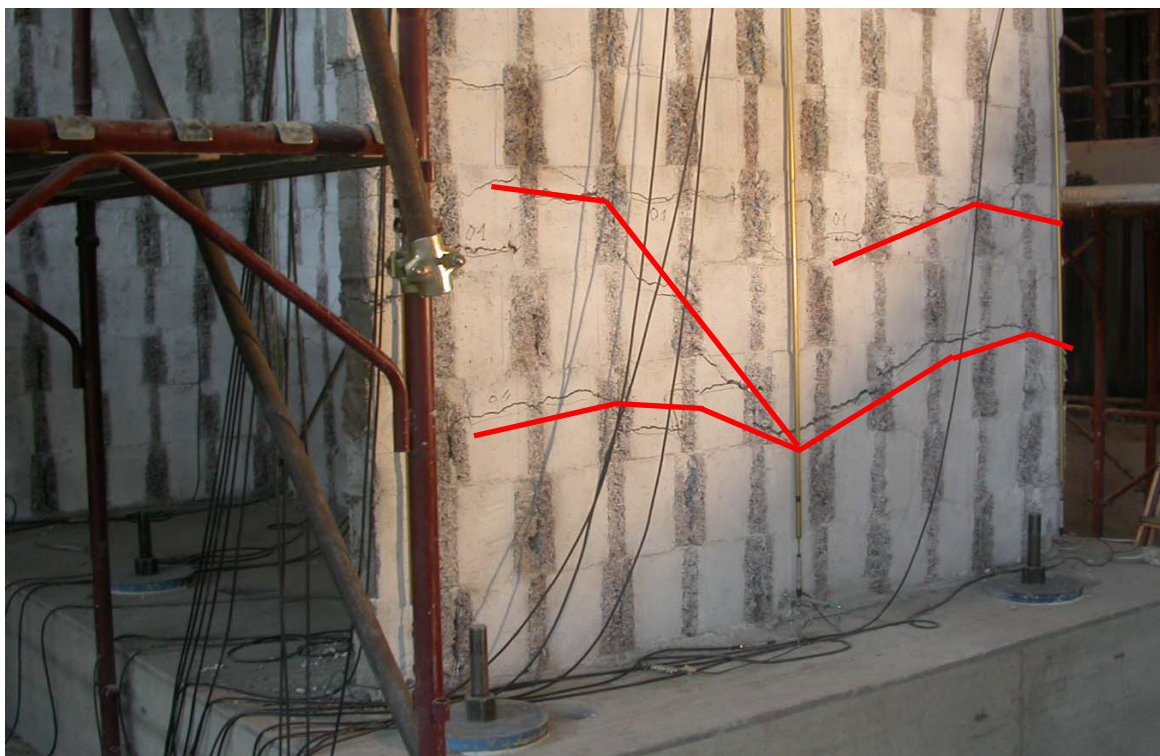


Figura 6.61. Meccanismo di rottura struttura ad H di tipo C (prova 8)



Figura 6.62. Dettaglio fessurazione pannello d'ala (prova 8)

Per dare un quadro più completo del meccanismo di rottura della struttura analizzata, si riportano in seguito anche i dettagli della fessurazione del pannello d'anima (fessure oblique per tutta la lunghezza del pannello) e quello della chiave elastica (continuità delle fessure dal pannello d'anima a quello d'ala).



Figura 6.63. Dettaglio fessurazione chiave elastica (prova 8)

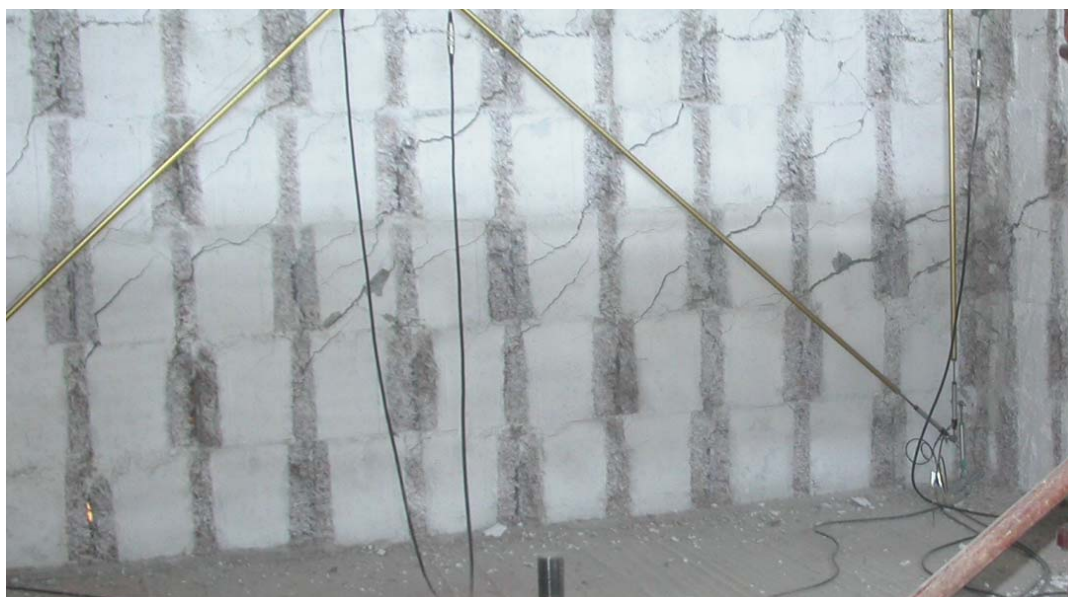


Figura 6.64. Dettaglio fessurazione pannello d'anima (prova 8)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediante dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 5.0$.

6.4.9.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1.5%, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 90.0$ cm.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 560$ kN caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 132.00$ kN (peso proprio della struttura)

$N = 200.00$ kN

$\delta_u = 10.20$ cm

$T_a = 560.00$ kN

6.4.10 Prova n. 9

6.4.10.1 Sequenza dei cicli applicati

Tabella 6.20, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.65	0.10	0.05	3
5.30	0.20	0.05	3
10.60	0.40	0.15	3
21.20	0.80	0.15	3
26.50	1.00	0.30	3
31.80	1.20	0.30	3
39.75	1.50	0.30	3
53.00	2.00	0.30	3

ID ultimo: 2.00 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 3° ciclo di carico)

6.4.10.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra la fondazione del pannello ed il suolo (n° 16 figura 6.24); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 3 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 3 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare

del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

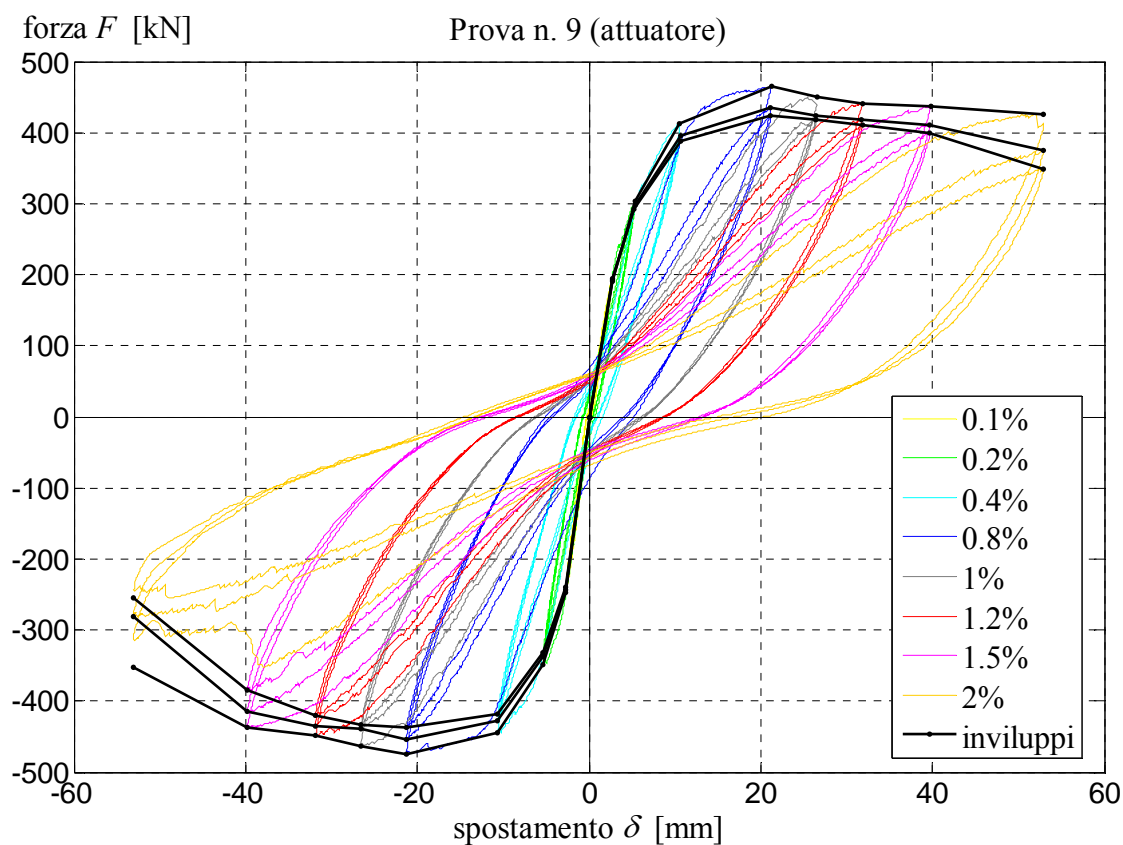


Figura 6.65. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 9

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 15 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 50 mm ($0.020 \times 2650 \text{ mm} = 53.00 \text{ mm}$).

6.4.10.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

Così come i precedenti pannelli provati, per il pannello A della 6° prova, si è giunti ad una fessurazione stabilizzata che denota un meccanismo di rottura dovuto a flessione.

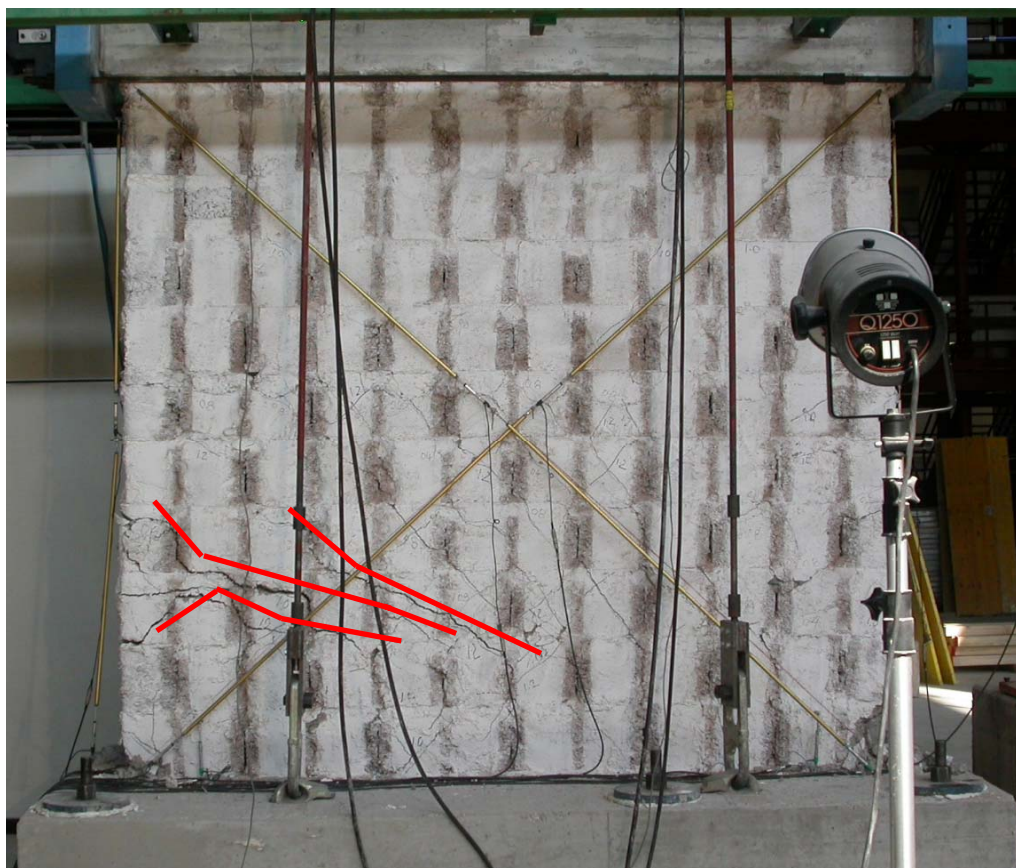


Figura 6.66. Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova 9)



Figura 6.67. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 9)

Delle fessure è stata misurata l'ampiezza in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 5.0$.

6.4.10.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari al 2.0 %, corrispondente a una deformazione ultima $\delta_u = 5,3\text{cm}$.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 473 \text{ kN}$ caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 22.70 \text{ kN}$ (peso proprio della struttura)

$N = 400.00 \text{ kN}$

$\delta_u = 5.30 \text{ cm}$

$T_a = 473.80 \text{ kN}$

6.4.11 Prova n. 10

6.4.11.1 Sequenza dei cicli applicati

Tabella 6.21, in ordine cronologico: i valori degli spostamenti ed interstorey drift impressi, delle velocità di carico e del numero di cicli effettuati.

δ	ID [%]	v [mm/s]	n.cicli
2.65	0.10	0.05	3
5.30	0.20	0.05	3
10.60	0.40	0.10	3
15.90	0.60	0.10	3
19.88	0.75	0.15	3
26.50	1.00	0.30	3
31.80	1.20	0.30	3
39.75	1.50	0.30	3
47.70	1.80	0.30	1

ID ultimo: 1.80 %

(in corrispondenza del quale si è ottenuto il collasso al 1° ciclo di carico)

6.4.11.2 Rappresentazione del diagramma forza-spostamento

Per prima cosa si è constatato che il pannello non subisse spostamenti rigidi né scorrimenti alla base in corso di prova.

L'eventuale spostamento della fondazione è stato misurato in corso di prova dall'estensimetro posizionato appunto fra la fondazione del pannello ed il suolo (n° 24 figura 6.26); i risultati sono molto simili a quelli ottenuti per la prova 1 e qualitativamente interpretabili alla stessa maniera, quindi si è ritenuto superfluo riportarli.

Gli scorrimenti alla base si controllano invece verificando che la deformata del pannello non abbia inclinazione alla base maggiore che nel resto del pannello sia in campo elastico che al limite di rottura; anche in questo caso i risultati sono qualitativamente uguali a quelli della prova 1 e numericamente molto simili a questi, quindi se ne omette in questa sede l'esposizione.

Una volta esclusi scorrimenti alla base e movimenti rigidi del pannello (quindi che la misurazione degli spostamenti alla sommità del pannello non siano contaminati), si procede a

descrivere in modo più dettagliato quale è stato il comportamento del pannello all'aumentare del carico nel corso della prova, riportando il diagramma forza-spostamento descritto nelle generalità (paragrafo 6.4.1):

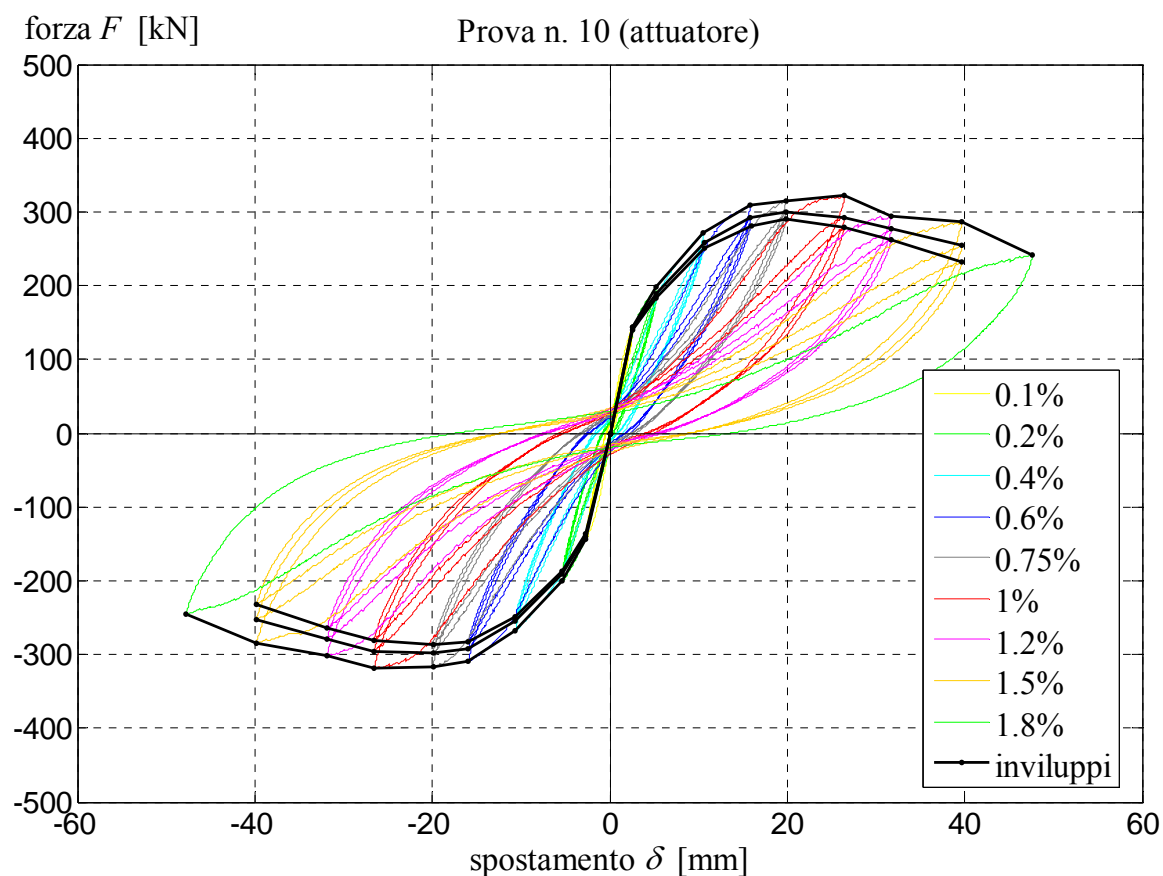


Figura 6.68. Grafico forza applicata – spostamento in sommità della prova 10

Si può notare dal grafico che è possibile individuare lo “snervamento” del sistema in corrispondenza di un valore di spostamento approssimativamente pari a 15 mm, mentre lo spostamento ultimo è pari a 47 mm ($0.018 \times 2750 \text{ mm} = 47.7 \text{ mm}$).

6.4.11.3 Analisi delle fessure: tipo di collasso

A contrario dei pannelli B* questi pannelli non giungono a collasso per rottura a taglio dei traversi a lato dell'apertura ma bensì a flessione per sollecitazioni molto superiori e con fessure molto simili a quelle dei pannelli pieni analizzati

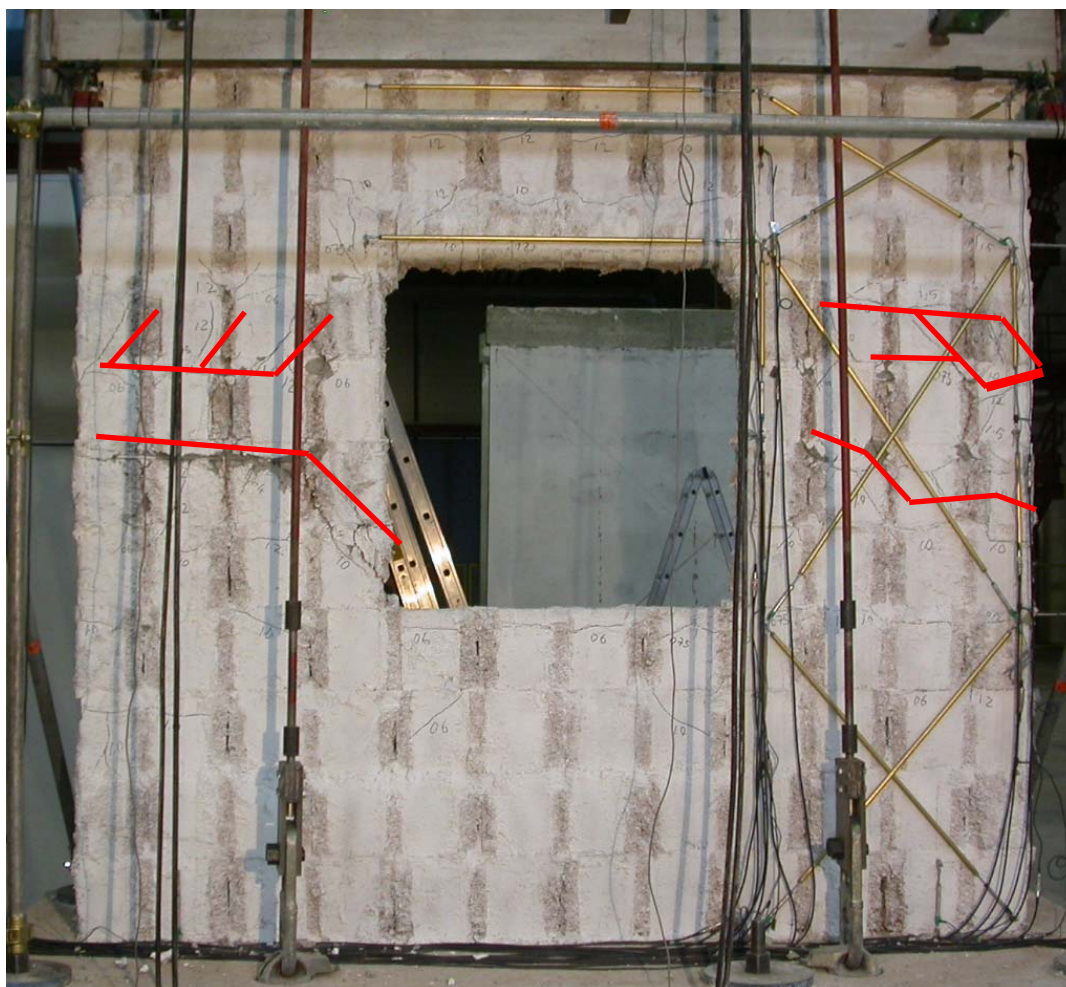


Figura 6.69. Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo B (prova 10)



Figura 6.70. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 10)



Figura 6.71. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova 10)

E' stata misurata l'ampiezza delle fessure in due condizioni limite:

Con pannello nella configurazione di riposo (carico nullo): si sono misurate ampiezze mediamente dello spessore di 1 mm;

Con pannello alla massima deformazione (carico massimo):, interrompendo il ciclo di carico in modo da poter permettere questa misurazione: l'ampiezza delle fessure in questa configurazione è risultata compresa fra $3.5 \div 4.5$.

6.4.11.4 Sintesi dei risultati

Il pannello ha raggiunto il limite di fessurazione stabilizzata in corrispondenza di un drift ultimo pari all'1.8%.

Il meccanismo di rottura per questa prova è di tipo flessionale in concomitanza con un taglio massimo applicato pari a circa $T_a = 320$ kN caratterizzata da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Infine, si è osservato come il pannello riesca a mantenere, dopo il consistente danneggiamento provocato dal carico ciclico orizzontale, una buona capacità di resistenza ai carichi verticali. Quest'ultimo risultato dimostra la buona "robustezza" degli elementi realizzati con tale tecnologia costruttiva.

Quindi riassumendo i risultati sperimentali ottenuti all'atto della prova:

$W = 20.00$ kN (peso proprio della struttura)

$N = 240.00$ kN

$\delta_u = 4.775$ cm

$T_a = 321.60$ kN

Bibliografia

- [1] Gasparini G., Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. and Malavolta D. “*Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on R.C. panels made with wood-concrete caisson blocks*”, Proceedings of the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
 - [2] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [3] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
-

Capitolo 7

La campagna di prove sperimentali: Confronto con le previsioni analitiche

Sommario

In questo capitolo viene eseguita l'interpretazione delle risultanze sperimentali ottenute (descritte nel capitolo 6), utilizzando le formulazioni analitiche sviluppate – messe a punto nel capitolo 3. Nel corso del testo viene effettuato il confronto fra i risultati delle prove e la loro controparte analitica. In dettaglio, dopo una breve introduzione (par. 7.1), vengono discussi e confrontati i risultati relativi alla resistenza a pressoflessione (par. 7.2), alla resistenza a taglio (par. 7.3), alla deformabilità (par. 7.4), alla duttilità cinematica (par. 7.5) ed allo smorzamento equivalente dei pannelli provati (par. 7.6). La sezione 7.7 riporta le valutazioni e le analisi effettuate in seguito alla prova 7, eseguita sui due conci di pannello. Infine, vengono riassunti i risultati dei confronti sviluppati (par. 7.8).

Summary

In this chapter, the interpretation of the experimental results (described in chapter 6) by means of the analytical formulations developed in chapter 3, has been performed. In the following text, a comparison of testing results with their analytical counterpart, has been reported. In detail, after a brief introduction (par. 7.1), results concerning the flexural resistance (par. 7.2), shear resistance (par. 7.3), stiffness (par. 7.4), cinematic ductility (par. 7.5) and equivalent damping (par. 7.6) are discussed and compared with reference to each specimen. Then, section 7.7 reports the evaluations and the analyses performed with reference to the test n. 7, carried on the two pieces of panel. Eventually, the results of performed comparisons has been summarized (par. 7.8).

7.1 Note introduttive

In questo capitolo della presente Tesi di Dottorato ci si è posti l'obiettivo di interpretare i risultati delle prove sperimentali effettuate presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia relativamente ai pannelli portanti in conglomerato cementizio costruiti secondo la tipologia dei blocchi-cassero.

La corretta interpretazione di tale mole di risultati ha comportato sia lo sviluppo di apposite modellazioni e simulazioni numeriche, sia lo sviluppo di opportune formulazioni analitiche volte a cogliere il comportamento di tali pannelli.

Nel seguito si tratterà l'identificazione delle proprietà meccaniche di tali pannelli nei confronti sia delle azioni “statiche” (quali ad esempio resistenza e moduli elastici), sia di quelle “dinamiche” e “sismiche” (quali ad esempio duttilità, capacità dissipative e coefficiente di struttura).

Inoltre, verrà effettuato un confronto fra le resistenze sperimentali di pannelli realizzati mediante il metodo costruttivo a blocchi cassero con la corrispondente previsione teorica ottenuta per i setti continui equivalenti, ottenuta a partire dalle formulazioni sviluppate nel capitolo 3.

Tutte le resistenze sono valutate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW), ed alla normativa italiana “NTC del 14/01/2008”.

Vengono qui sviluppate due diverse previsioni teoriche per il continuo equivalente:

- una cosiddetta previsione “*sperimentale*” – SP, che utilizza come valori dei parametri meccanici dei materiali di base acciaio e calcestruzzo quelli ottenuti sperimentalmente da prove meccaniche su campioni dei materiali impiegati per la realizzazione dei pannelli; questa valutazione viene portata avanti al fine di verificare le capacità predittive delle formule analitiche sviluppate nel capitolo 3;
 - una cosiddetta previsione “*di progetto o di design*” – D, che utilizza come valori dei parametri meccanici dei materiali di base acciaio e calcestruzzo quelli di progetto suggeriti dalle normative prese a riferimento; questa valutazione viene portata avanti al fine di verificare l'efficacia delle formule analitiche sviluppate nel
-

capitolo 3 nel fornire una stima conservativa delle caratteristiche di resistenza a pressoflessione nel piano dei pannelli.

7.2 La resistenza a Pressoflessione (nel piano)

7.2.1 Note introduttive

Nelle pagine seguenti sono sinteticamente riportate, per ogni prova effettuata presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia (vedasi capitolo 3), il confronto tra i domini di interazione N - M nel piano per il continuo equivalente e la condizione di “*collasso virtuale*” ottenuta sperimentalmente per i pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero. Tali prove si riferiscono a pannelli soggetti a pressoflessione con carico verticale costante ed azione orizzontale (che genera il momento flettente) ciclica crescente. Le prove sono state sempre interrotte per raggiunti limiti delle macchine di prova o per riduzione sostanziale delle resistenze laterali dei pannelli (“*collasso virtuale*”). Nelle prove si parla di “*collasso virtuale*” in quanto, in tutte le prove i pannelli non hanno mai raggiunto un effettivo “collasso” e, al termine della prova hanno sempre mostrato di mantenere la loro capacità portante. Non vengono qui riportate le prove relative alla resistenza dei pannelli soggetti ai soli carichi verticali in quanto già oggetto di numerosi studi analitici e sperimentali.

Per quanto riguarda entrambe le formulazioni adottate (SP e D) si sono considerati legami costitutivi convenzionali, di tipo stress-block per il calcestruzzo e di tipo elastoplastico per l'acciaio, così come descritto in dettaglio nella sezione 3.2.2.1 del capitolo 3.

Stante la particolarità dei pannelli, caratterizzati da una rottura lato acciaio teso, per la valutazione delle resistenze ultime dei pannelli è necessario conoscere la deformazione ultima dell'acciaio ε_{su} .

Per quanto riguarda la previsione teorica “ SP ”, è stato adottato un valore della deformazione ultima ε_{su} dell'armatura tesa pari al 40‰ , così come descritto in dettaglio nella sezione 3.1 del capitolo 3. Per quanto riguarda la previsione teorica “ D ”, vengono qui considerate due curve distinte:

una curva “ DI ”, ottenuta considerando un valore della deformazione ultima ε_{su} dell'armatura tesa pari al 40‰ ;

una curva “D2”, ottenuta considerando un valore della deformazione ultima ε_{su} dell’armatura tesa pari al valore convenzionale del $10^0/_{00}$, così come tradizionalmente indicato nella vigente normativa italiana (corrispondente alla perdita di aderenza fra il calcestruzzo e le barre di acciaio);

E’ importante notare come in ogni prova la differenza fra le due previsioni teoriche “D1” ($\varepsilon_{su} = 40^0/_{00}$) e “D2” ($\varepsilon_{su} = 10^0/_{00}$) sia minima, Perciò, per semplicità di esposizione, verranno riportate entrambe le curve “D1” e “D2” solamente per quanto riguarda il primo pannello (sezione 3.2), dopodichè, per tutte le prove successive, si farà riferimento alla sola curva “D1” ($\varepsilon_{su} = 40^0/_{00}$), parlando semplicemente di curva “D”.

Tutti i calcoli effettuati per l’identificazione delle curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale tengono conto dell’esatta posizione e del reale tasso di lavoro delle barre di armatura, considerando anche i ferri in zona compressa, così come ottenibili dagli sviluppi analitici riportati nel *capitolo 3*.

NOTA: Le prove 1 e 2 non sono riportate in quanto si riferiscono a pannelli sprovvisti di armatura orizzontale, per le quali si è ottenuto collasso strutturale di tipo tagliante (si vedano le sezioni 6.4.2 e 6.4.3), risultato non rilevante per le finalità della presente ricerca. La prova 7 non è riportata in quanto si riferisce alla resistenza a taglio delle lunette, descritta nella sezione 7.7.

7.2.2 Prova n. 3 (N = 200 kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “A”) n. 3 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.2.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 3.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 2.875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,t} &= 35,7 \text{ N/mm}^2 && \text{resistenza media a compressione dei provini di} \\ &&& \text{conglomerato cementizio (} R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2 \text{)} \\ \sigma_{ys,\phi 8} &= 554 \text{ N/mm}^2 && \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 8 \\ \sigma_{ys,\phi 16} &= 533 \text{ N/mm}^2 && \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 16 \\ \sigma_{ts,\phi 8} &= 582 \text{ N/mm}^2 && \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 8 \\ \sigma_{ts,\phi 16} &= 631 \text{ N/mm}^2 && \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 16\end{aligned}$$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 35,7 = 29,6 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd,\phi 8} &= \sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd,\phi 16} &= \sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$\begin{aligned}f_{cd} &= \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Inoltre:

$$\begin{aligned}A_{sl} &= 10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2 && \text{area ferri longitudinali tesi} \\ N_d &= 200.000 \text{ N} && \text{sforzo assiale applicato} \\ P &= 22.700 \text{ N} && \text{peso proprio del pannello}\end{aligned}$$

7.2.2.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 348,5 kN.

Il valore di “*collasso virtuale*” M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori dalla zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell’ancoraggio di tali barre, ad un’altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 0,40) = 348,5 \cdot (2,875 - 0,40) = 862,5 \text{ kNm}$$

dove V_{\max} è la forza massima applicata all’attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell’attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l’ 1,5 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell’elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “SP”, “D1” e “D2”, così come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N_d , è possibile ottenere tre diversi valori del momento di collasso teorico \widetilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “SP”, “D1” e “D2”, così come ottenuti per $N_d = 200 \text{ kN}$.

Come si può notare, l’ M_u sperimentale è superiore a quelli teorici di progetto (“D”) di circa il 15% mostrando così un coefficiente di sicurezza paragonabile a quello applicato sull’acciaio, che governa la resistenza. L’ M_u sperimentale poi non si discosta troppo (–14%) da quello teorico “SP” (accettabile considerando la ciclicità del carico).

Tabella 7.1 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 1001 \text{ kNm (prev.SP)}$	$M_u = 862,5 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione
$\widetilde{M}_u = 777,3 \text{ kNm (prev.D1)}$		
$\widetilde{M}_u = 764,1 \text{ kNm (prev.D2)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche “SP”, “D1” e “D2”, così come la coppia (N, M_u) , relativa al “*collasso virtuale*”. Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca fra le curve “SP” e “D”.

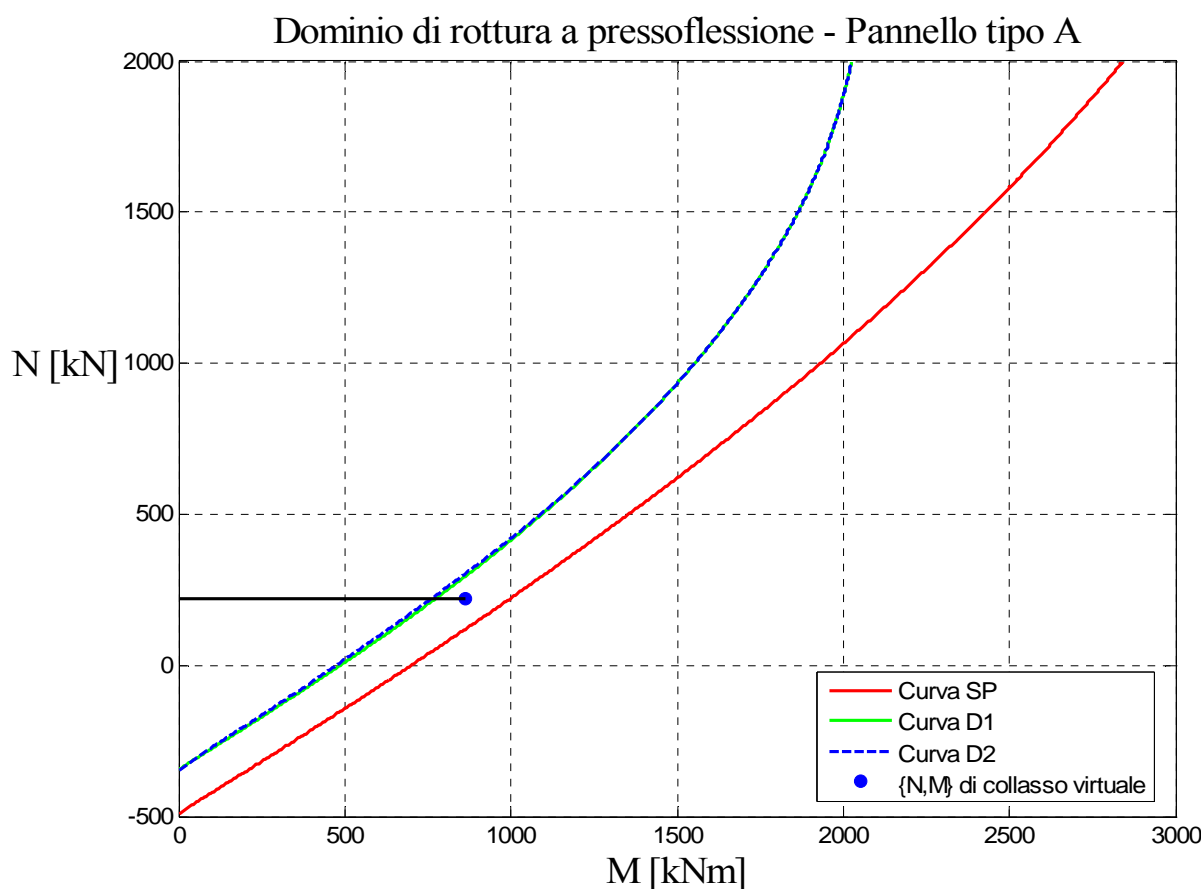


Figura 7.1 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 3)

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle due figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliente), in accordo con le previsioni teoriche.



Figura 7.2 Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova n. 3)

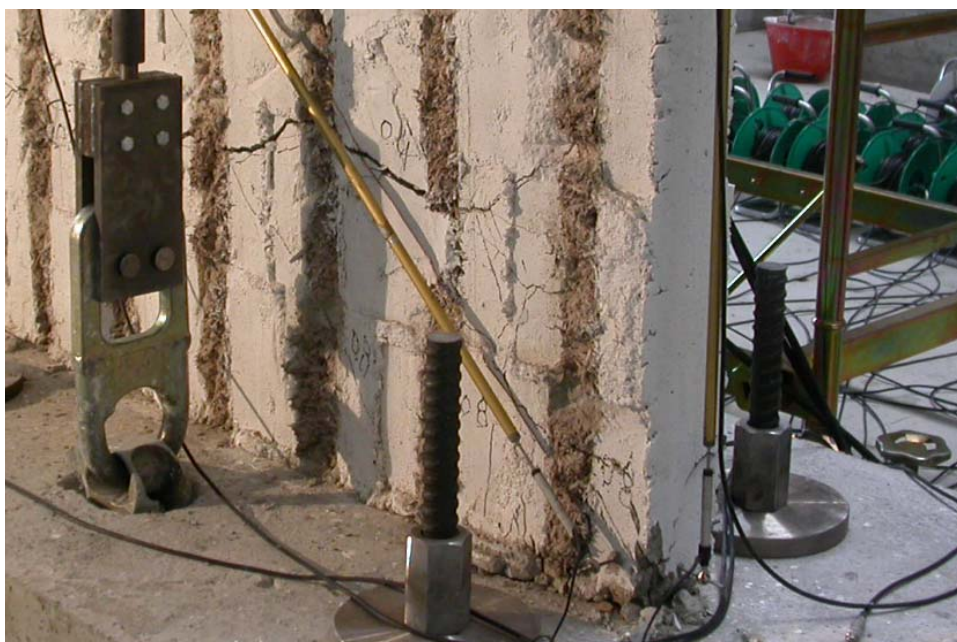


Figura 7.3 Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 3)

7.2.3 Prova n. 4 (N = 400 kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “A”) n. 4 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.3.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 3.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copri ferro della sezione del pannello
d	= 2.875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$\sigma_{c,t}$	= 36,6 N/mm ²	resistenza media a compressione dei provini di conglomerato cementizio ($R_{ck} = 30,0$ N/mm ²)
$\sigma_{ys,\phi 8}$	= 554 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 8$
$\sigma_{ys,\phi 16}$	= 533 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 16$

$$\sigma_{ts,\phi 8} = 582 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ts,\phi 16} = 631 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 16$$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 36,6 = 30,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

A_{sl}	$= 10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2$	area ferri longitudinali tesi
N_d	$= 400.000 \text{ N}$	sforzo assiale applicato
P	$= 22.700 \text{ N}$	peso proprio del pannello

7.2.3.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 400 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 409,5 kN.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori dalla zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell'ancoraggio di tali barre, ad un'altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 0,40) = 409,5 \cdot (2,875 - 0,40) = 1013 \text{ kNm}$$

dove V_{\max} è la forza massima applicata all'attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 1,5 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “*SP*” e “*D*”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \widetilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “*SP*”, “*D*”, così come ottenuti per $N_d = 400kN$.

Come si può notare, in questo caso l' M_u sperimentale è pressoché identico a quello teorico di progetto (“*D*”) mostrando così che il coefficiente di sicurezza pari a 1.15 applicato sull'acciaio, che governa la resistenza, ha compensato la diminuzione di resistenza dovuta al degrado della resistenza per effetto dell'applicazione ciclica dei carichi orizzontali. L' M_u sperimentale poi non si discosta troppo da quello teorico “*SP*”.

Tabella 7.2 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 1260 \text{ kNm (prev. SP)}$	$M_u = 1014 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione
$\widetilde{M}_u = 1011 \text{ kNm (prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche “*SP*” e “*D*”, così come la coppia (N, M_u) , relativa al “*collasso virtuale*”. Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca fra le curve “*SP*” e “*D*”.

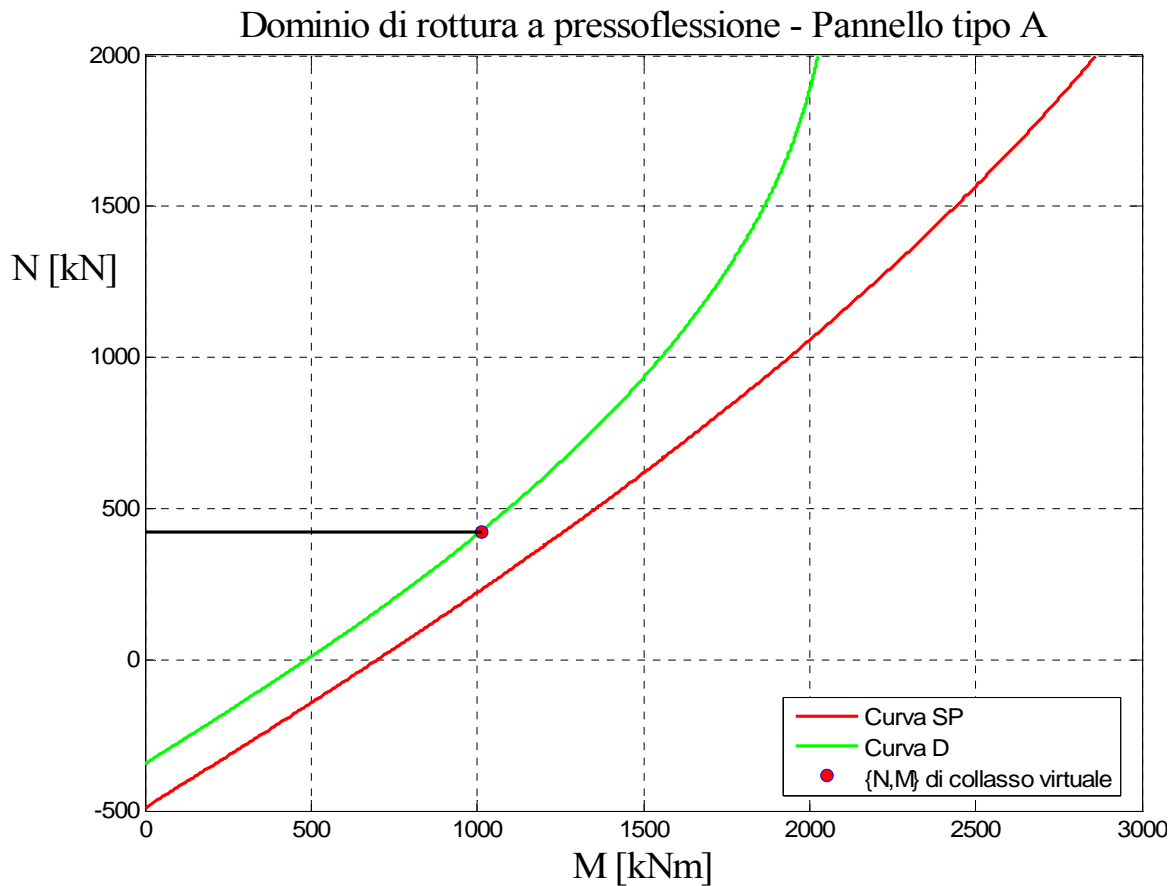


Figura 7.4 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 4)

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle due figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliente), in accordo con le previsioni teoriche.

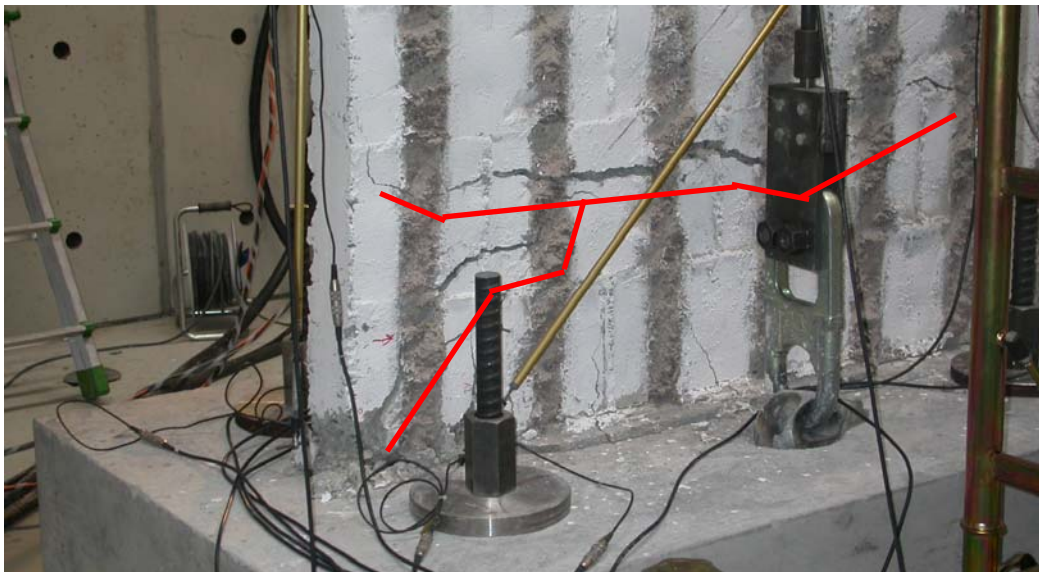


Figura 7.5 Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 4)

7.2.4 Prova n. 5 (N = 0, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “A”) n. 5 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.4.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 3.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 2.875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$\sigma_{c,t}$	= 26,3 N/mm ²	resistenza media a compressione dei provini di conglomerato cementizio ($R_{ck} = 30,0$ N/mm ²)
$\sigma_{ys,\phi 8}$	= 554 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 8$
$\sigma_{ys,\phi 16}$	= 533 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 16$
$\sigma_{ts,\phi 8}$	= 582 N/mm ²	res. media a rottura dei provini di acciaio $\Phi 8$
$\sigma_{ts,\phi 16}$	= 631 N/mm ²	res. media a rottura dei provini di acciaio $\Phi 16$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 26,3 = 21,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

A_{sl}	= $10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2$	area ferri longitudinali tesi
N_d	= 0 N	sforzo assiale applicato
P	= 22.700 N	peso proprio del pannello

7.2.4.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 0 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 240,7 kN.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori dalla zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell'ancoraggio di tali barre, ad un'altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 0,40) = 240,7 \cdot (2,875 - 0,40) = 595,73 \text{ kNm}$$

, dove V_{\max} è la forza massima applicata all'attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 1,0 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza, di tipo misto flessionale e tagliente, come si può chiaramente notare dalla figura seguente, la quale mostra lo stato fessurativo finale del pannello:

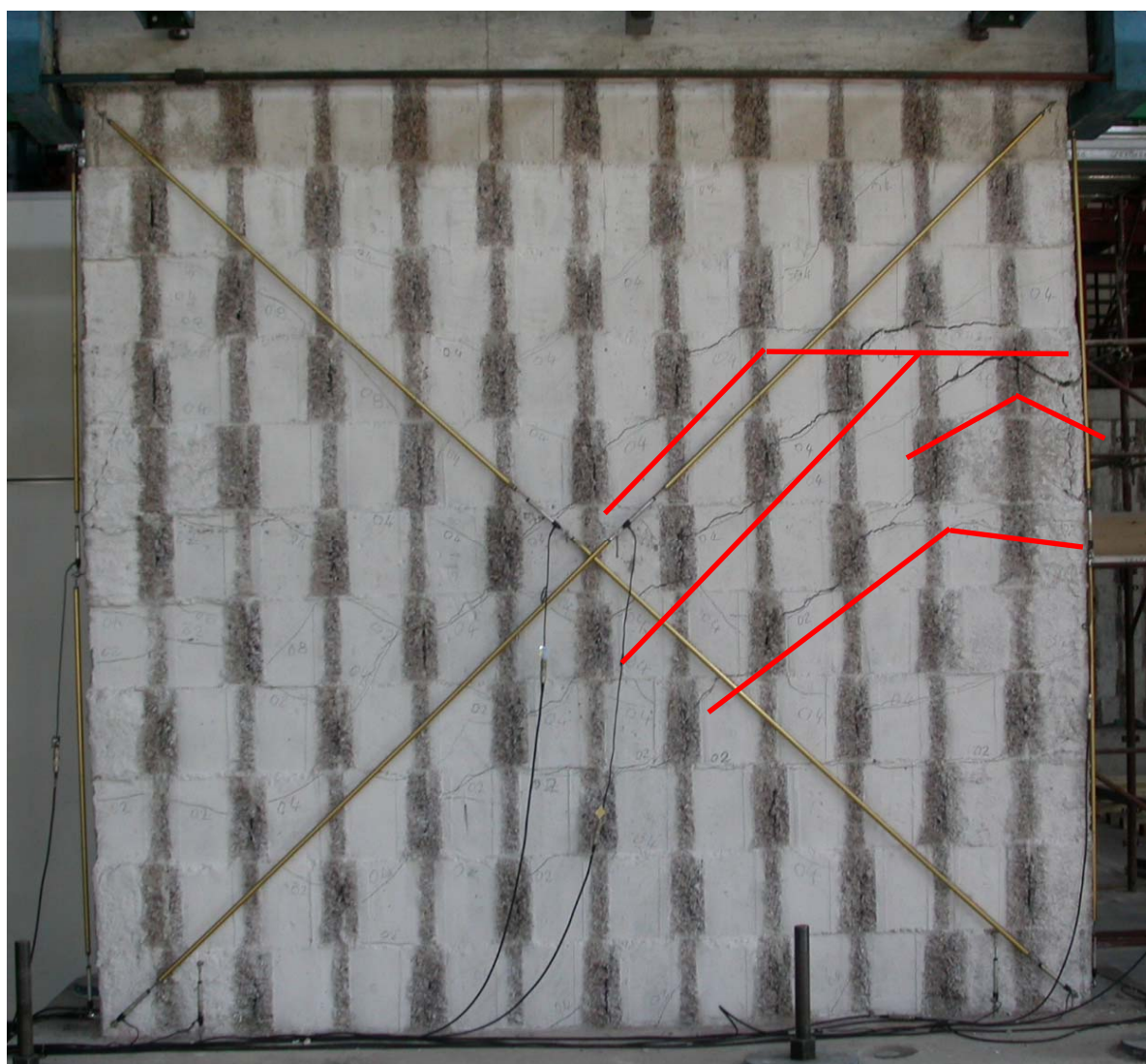


Figura 7.6 Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova n. 5)

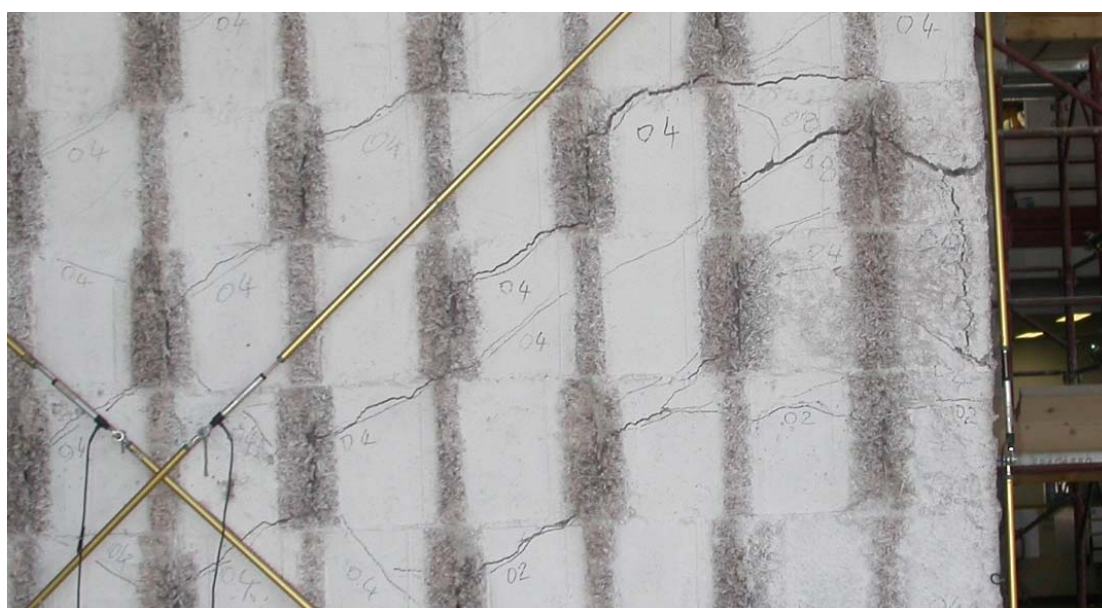


Figura 7.7 Dettaglio della fessurazione di rottura (prova n. 5)

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \widetilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “SP”, “D”, così come ottenuti per $N_d = 0kN$.

Come si può notare, l’ M_u sperimentale è superiore a quello teorico di progetto (“D”) di circa il 15% mostrando così un coefficiente di sicurezza paragonabile a quello applicato sull’acciaio, che governa la resistenza. L’ M_u sperimentale poi non si discosta troppo da quello teorico “SP” (accettabile considerando la ciclicità del carico).

Tabella 7.3 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 724,3 \text{ kNm (prev. SP)}$ $\widetilde{M}_u = 518,6 \text{ kNm (prev. D)}$	$M_u = 595,7 \text{ kNm}$	Rottura a Taglio/Flessione

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, così come la coppia (N, M_u) , relativa al “collasso virtuale”. Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca fra le curve “SP” e “D”.

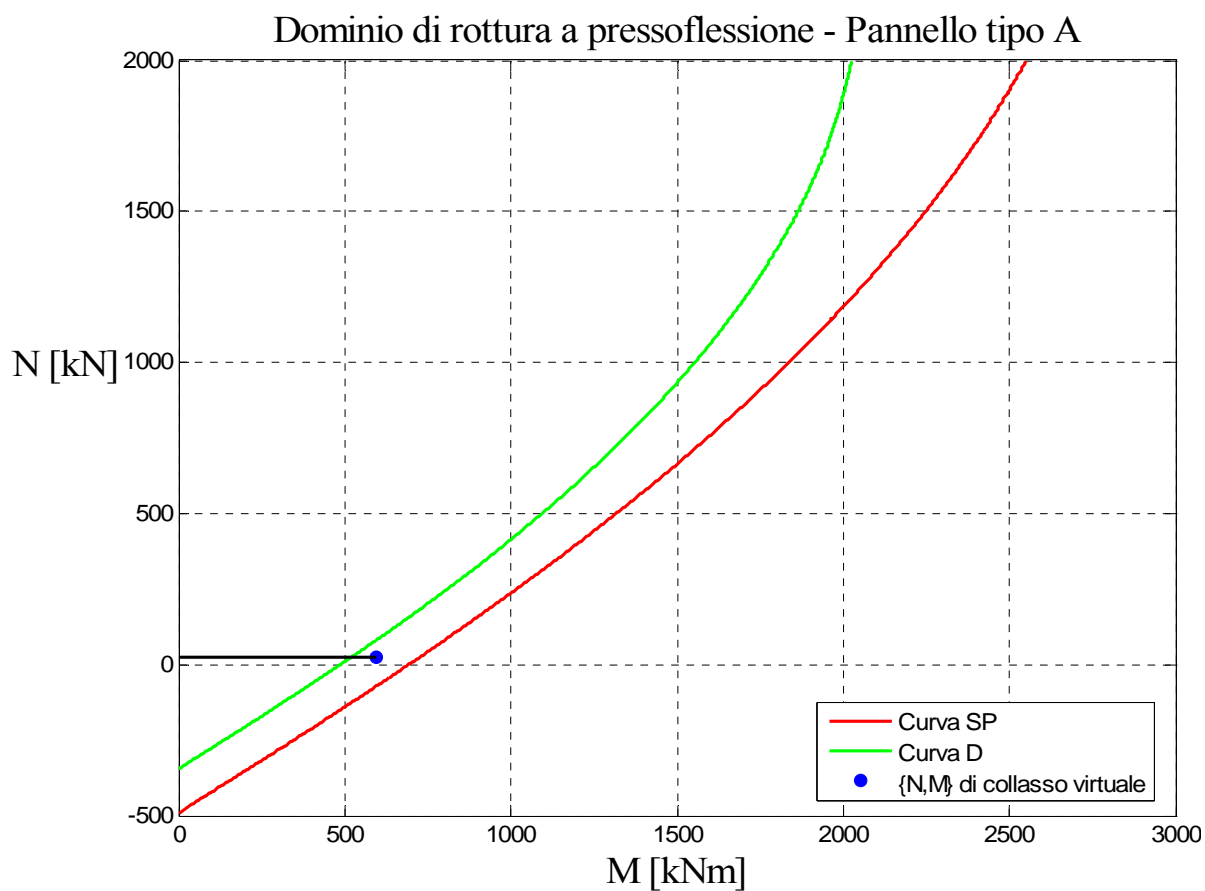


Figura 7.8 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 5)

7.2.5 Prova n. 6 (N = 200 kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “A”) n. 6 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.5.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 3.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 2.875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$\sigma_{c,t}$	= 26,1 N/mm ²	resistenza media a compressione dei provini di conglomerato cementizio ($R_{ck} = 30,0$ N/mm ²)
$\sigma_{ys,\phi 8}$	= 554 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 8$
$\sigma_{ys,\phi 16}$	= 533 N/mm ²	res. media a allo snervamento dei provini di acciaio $\Phi 16$
$\sigma_{ts,\phi 8}$	= 582 N/mm ²	res. media a rottura dei provini di acciaio $\Phi 8$
$\sigma_{ts,\phi 16}$	= 631 N/mm ²	res. media a rottura dei provini di acciaio $\Phi 16$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 26,1 = 21,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 602 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 537 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

A_{sl}	= $10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2$	area ferri longitudinali tesi
N_d	= 200.000 N	sforzo assiale applicato
P	= 22.700 N	peso proprio del pannello

7.2.5.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 299,6 kN.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori dalla zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell'ancoraggio di tali barre, ad un'altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 0,40) = 299,6 \cdot (2,875 - 0,40) = 741,51 \text{ kNm}$$

dove V_{\max} è la forza massima applicata all'attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 1,5 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \tilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “SP”, “D”, così come ottenuti per $N_d = 200 \text{ kN}$.

Come si può notare, l' M_u sperimentale è superiore a quello teorico di progetto ("D") di circa il 15% mostrando così un coefficiente di sicurezza paragonabile a quello applicato sull'acciaio, che governa la resistenza. L' M_u sperimentale poi non si discosta troppo da quello teorico "SP".

Tabella 7.4 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 983,2 \text{ kNm (prev. SP)}$ $\widetilde{M}_u = 777,2 \text{ kNm (prev. D)}$	$M_u = 741,5 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche "SP" e "D", così come la coppia (N, M_u) , relativa al "collasso virtuale". Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca fra le curve "SP" e "D".

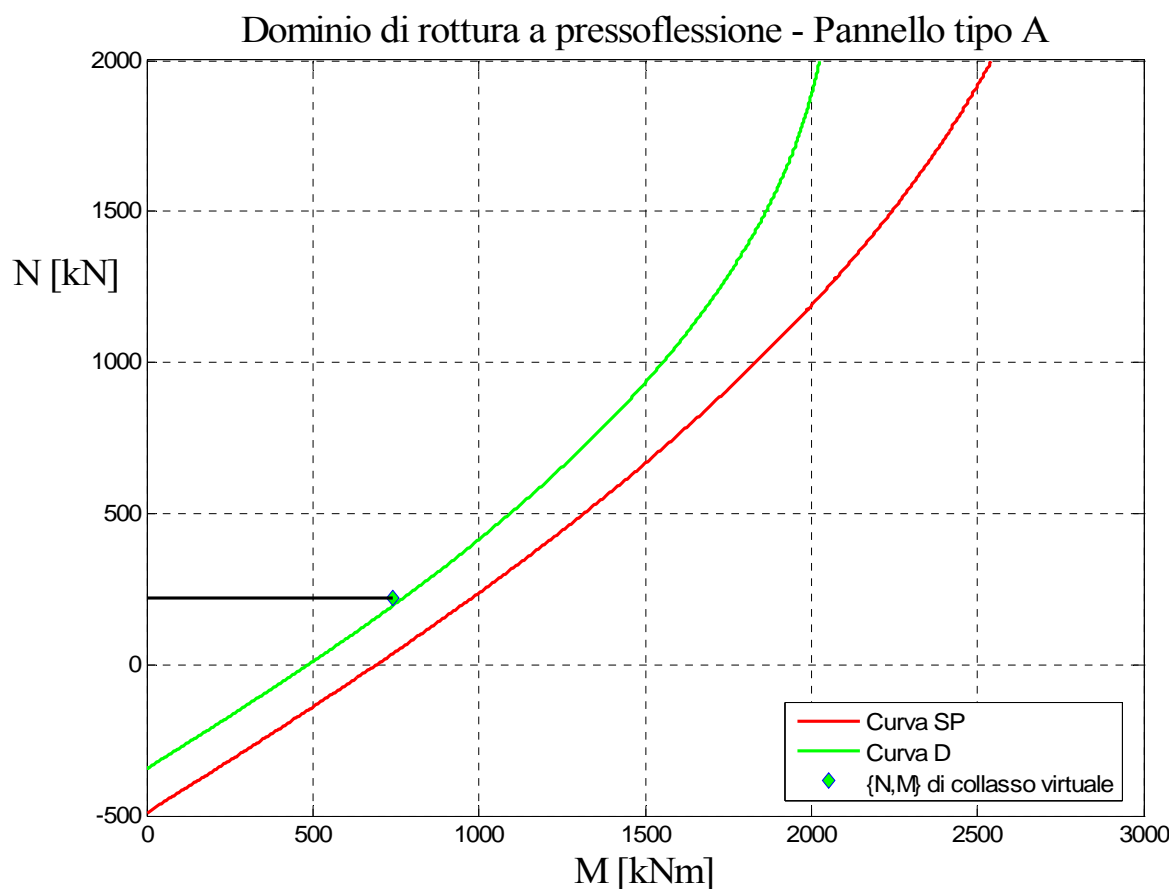


Figura 7.9 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 6)

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle due figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliente), in accordo con le previsioni teoriche.

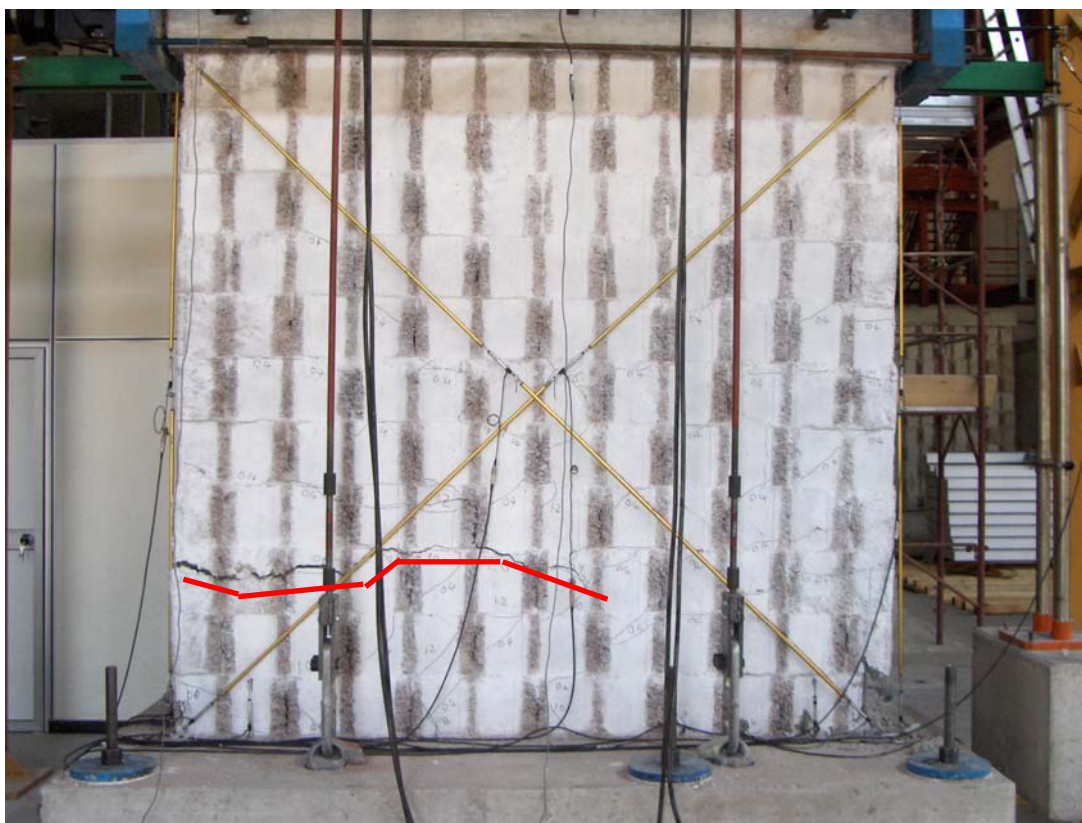


Figura 7.10 Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova n. 6)



Figura 7.11. Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 6)

7.2.6 Prova n. 8 (N = 100 + 100 kN, pannello di tipo “C”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione della porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H (pannello di tipo “C”) n. 8 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.6.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente delle pareti
L	= 3.500 mm	lunghezza dell'anima
L	= 2.750 mm	lunghezza delle ali
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 3.375 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$$\sigma_{c,t} = 27,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza media a compressione dei provini di conglomerato cementizio (} R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 16$$

$$\sigma_{ts,\phi 8} = 582 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ts,\phi 16} = 631 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 16$$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 27,2 = 22,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

$$A_{sl} = 10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2 \quad \text{area ferri longitudinali tesi}$$

$$N_d = 200.000 \text{ N} \quad \text{sforzo assiale applicato}$$

$P = 132.320 \text{ N}$ peso proprio complessivo della struttura

7.2.6.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a $370,0 + 190,0 = 560,0 \text{ kN}$.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori dalla zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell'ancoraggio di tali barre, ad un'altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{1 \max} \cdot (h - 0,40) + V_{2 \max} \cdot (\ell' - 0,40) = 370,0 \cdot (6,00 - 0,40) + 190,0 \cdot (2,875 - 0,40) = 2550 \text{ kNm}$$

dove $V_{1 \max}$ è la forza massima applicata all'attuatore in sommità (secondo piano), $V_{2 \max}$ è la forza massima applicata all'attuatore al primo piano (attuatori in trazione), h è l'altezza complessiva, ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore al primo piano e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 1,7 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \tilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “SP”, “D”, così come ottenuti per $N_d = 200kN$.

Come si può notare, in questo caso l’ M_u sperimentale è superiore a quello teorico di progetto (“D”) di circa il 30% mostrando così un coefficiente di sicurezza superiore a quello applicato sull’acciaio, che governa la resistenza. L’ M_u sperimentale poi è pressoché identico a quello teorico “SP”.

Tabella 7.5 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 2526 \text{ kNm (prev. SP)}$ $\widetilde{M}_u = 1686 \text{ kNm (prev. D)}$	$M_u = 2550 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, così come la coppia (N, M_u) , relativa al “*collasso virtuale*”. Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca in corrispondenza della curva “SP”.

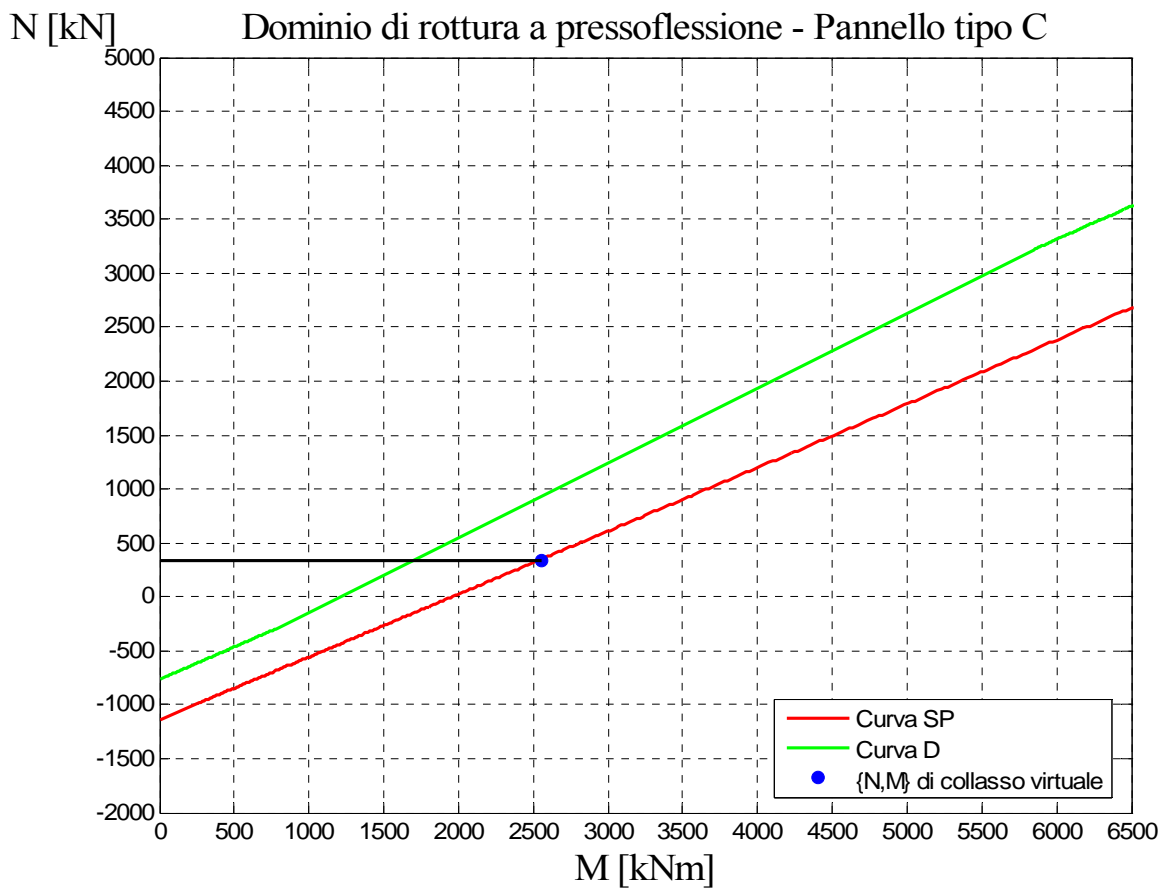


Figura 7.12 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 3)

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle due figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliante), in accordo con le previsioni teoriche.

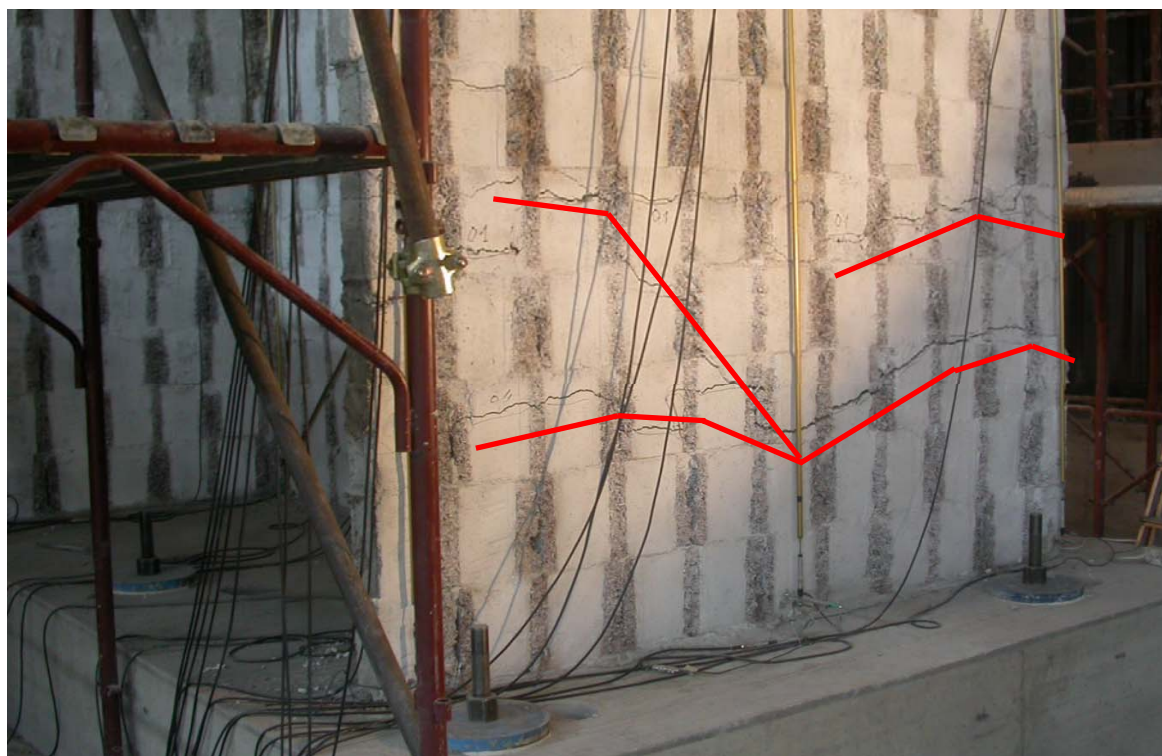


Figura 7.13 Meccanismo di rottura pannello ad H di tipo C (prova n. 8)



Figura 7.14 Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 8)

7.2.7 Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “A”) n. 9 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.7.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 3.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 2.875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$$\sigma_{c,t} = 26,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza media a compressione dei provini di conglomerato cementizio (} R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 16$$

$$\sigma_{ts,\phi 8} = 582 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ts,\phi 16} = 631 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 16$$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 26,1 = 21,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 602 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 537 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

A_{sl}	= $10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2$	area ferri longitudinali tesi
N_d	= 400.000 N	sforzo assiale applicato
P	= 22.700 N	peso proprio del pannello

7.2.7.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 400 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 474,0 kN.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 40 cm dalla base al fine di considerare il momento massimo agente al di fuori della zona di raddoppio delle armature di ripresa della fondazione (alla base del pannello, infatti, queste barre operano di fatto un notevole aumento di area resistente di armatura, per cui la rottura si è innescata immediatamente al di sopra dell'ancoraggio di tali barre, ad un'altezza pari a circa 40 cm):

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 0,40) = 474,0 \cdot (2,875 - 0,40) = 1173,15 \text{ kNm}$$

dove V_{\max} è la forza massima applicata all'attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 2,0 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “*SP*” e “*D*”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \tilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “*SP*”, “*D*”, così come ottenuti per $N_d = 400 \text{ kN}$.

Come si può notare, l' M_u sperimentale è superiore a quello teorico di progetto (" D ") di circa il 15% mostrando così un coefficiente di sicurezza paragonabile a quello applicato sull'acciaio, che governa la resistenza. L' M_u sperimentale poi non si discosta troppo da quello teorico " SP " (accettabile considerando la ciclicità del carico).

Tabella 7.6 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 1228 \text{ kNm (prev. SP)}$ $\widetilde{M}_u = 1011 \text{ kNm (prev. D)}$	$M_u = 1173 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche " SP " e " D ", così come la coppia (N, M_u) , relativa al "*collasso virtuale*". Si noti come essa sia prossima al confine del dominio di rottura calcolato e si colloca fra le curve " SP " e " D ".

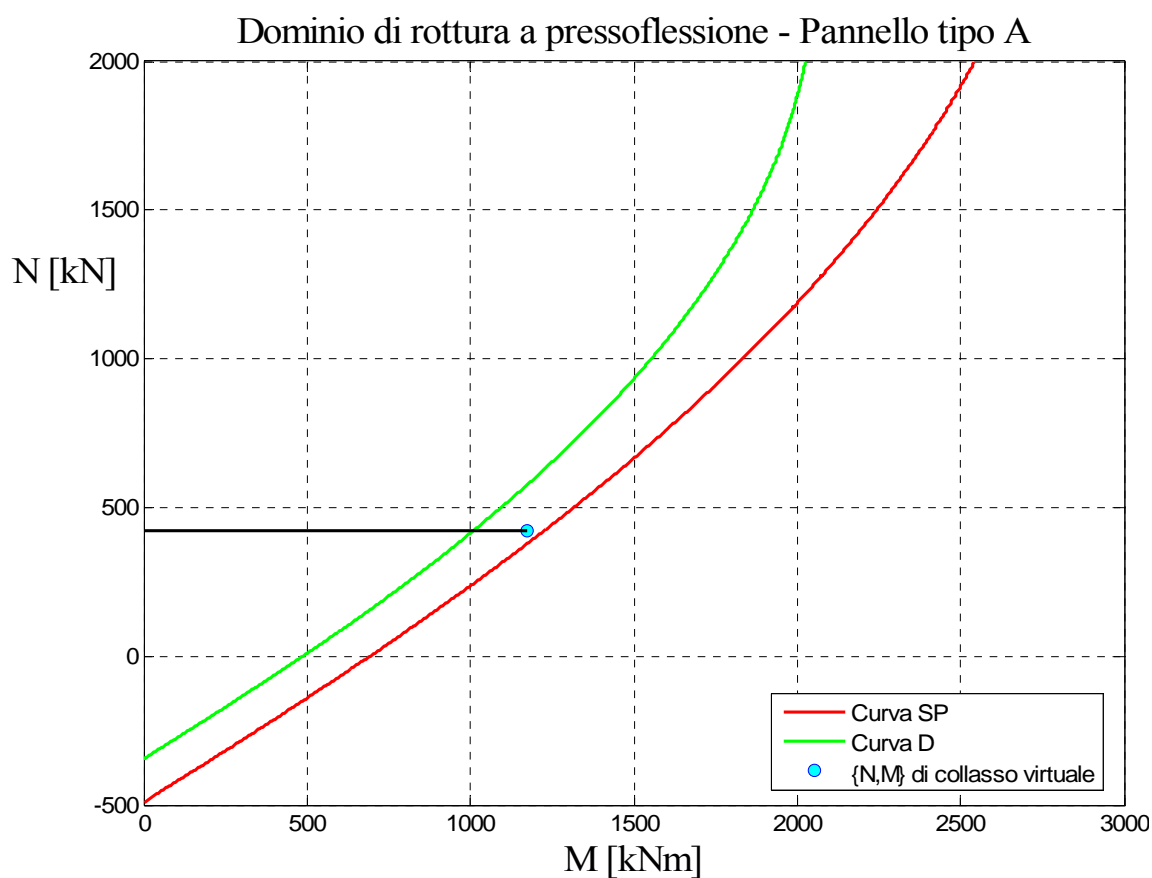


Figura 7.15 Dominio di rottura a pressoflessione del pannello (prova n. 9)

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle due figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliante), in accordo con le previsioni teoriche.

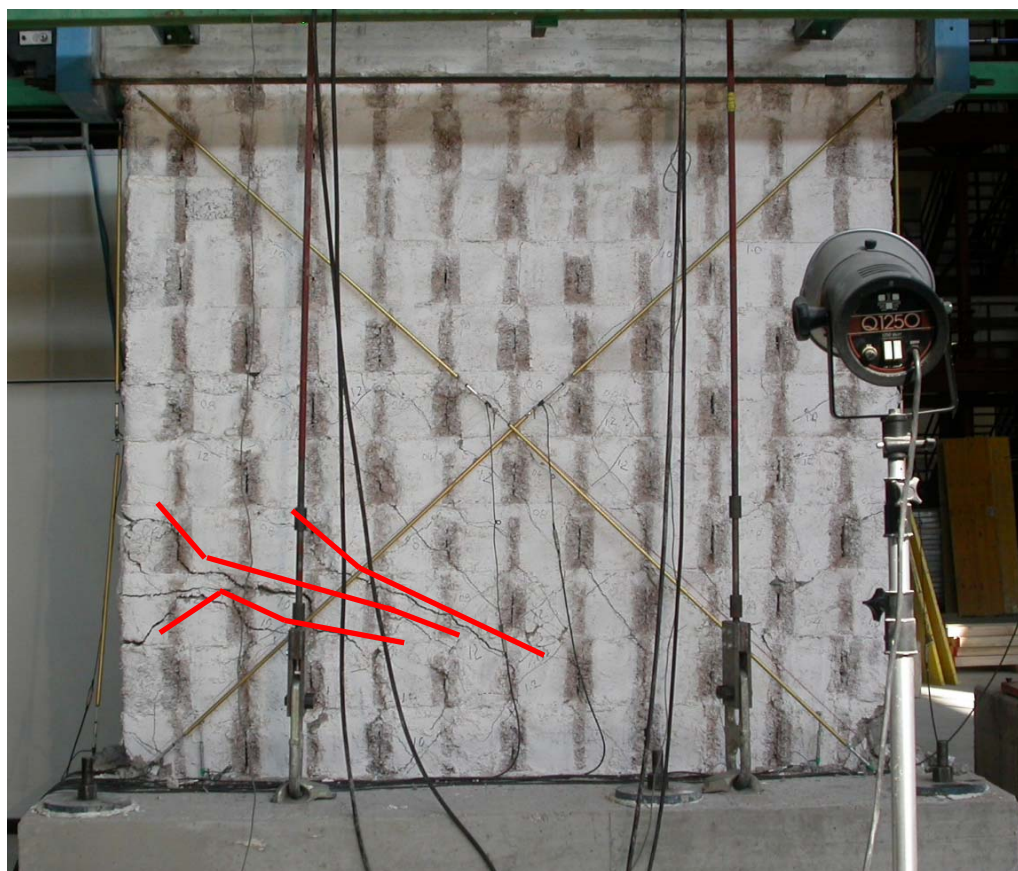


Figura 7.16 Meccanismo di rottura pannello pieno di tipo A (prova n. 9)



Figura 7.17 Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 9)

7.2.8 Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a pressoflessione del pannello pieno (di tipo “B”) n. 10 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.2.8.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si ha:

b_{eff}	= 100 mm	spessore equivalente della parete
L	= 2 x 1.000 mm	lunghezza della sezione di base
c	= 125 mm	copriferro della sezione del pannello
d	= 2 x 875 mm	altezza utile della sezione pressoinflessa

Con riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali si ha:

1. Caratteristiche dei materiali di prova:

$$\sigma_{c,t} = 26,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza media a compressione dei}$$

provini di

conglomerato cementizio ($R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$)

$$\sigma_{ys,\phi 8} = 554 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ys,\phi 16} = 533 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a allo snervamento dei provini di acciaio } \Phi 16$$

$$\sigma_{ts,\phi 8} = 582 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 8$$

$$\sigma_{ts,\phi 16} = 631 \text{ N/mm}^2 \quad \text{res. media a rottura dei provini di acciaio } \Phi 16$$

2. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione SP:

$$f_{cd} = 0,83 \cdot \sigma_{c,t} = 0,83 \cdot 26,1 = 21,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 8} = \sigma_{ys,\phi 8} = 602 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,\phi 16} = \sigma_{ys,\phi 16} = 537 \text{ N/mm}^2$$

3. Caratteristiche dei materiali adottate nella formulazione D:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{1,6} = \frac{0,83 \cdot 30}{1,6} = 15,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{440}{1,15} = 380 \text{ N/mm}^2$$

Inoltre:

$$A_{sl} = 10\phi 8 + 2\phi 16 = 9,05 \text{ cm}^2 \quad \text{area ferri longitudinali tesi}$$

$$N_d = 240.000 \text{ N} \quad \text{sforzo assiale applicato}$$

$$P = 22.700 / 2 = 11.350 \text{ N} \quad \text{peso proprio del pannello all'imposta finestra}$$

7.2.8.2 Confronto fra la resistenza a pressoflessione sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 240 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 321,6 kN.

Il valore di collasso virtuale M_u è stato calcolato a 100 cm dalla base, cioè in corrispondenza dell'imposta della finestra:

$$M_u = V_{\max} \cdot (\ell' - 1,00) = 321,6 \cdot (2,875 - 1,00) = 603,0 \text{ kNm}$$

dove V_{\max} è la forza massima applicata all'attuatore nel corso della prova (con attuatore in trazione), ℓ' è la distanza fra il baricentro dell'attuatore (coincidente con il baricentro del cordolo in c.a. di dimensione trasversale 25x25 cm, realizzato sulla sommità del pannello) e la base del pannello.

Il drift ultimo è risultato essere l' 1,8 %, in corrispondenza del quale si è ottenuto il “*collasso virtuale*” dell'elemento.

Il meccanismo di rottura è di tipo flessionale, caratterizzato da un buon comportamento duttile e da un limitato degrado di resistenza.

Previsioni teoriche:

Le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, sono calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, come descritto nella sezione 3.1. Da tali curve, noto il valore dello sforzo assiale N , si ottengono due diversi valori del momento di collasso teorico \widetilde{M}_u .

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La seguente tabella confronta il momento di collasso sperimentale con i corrispettivi teorici “SP”, “D”, così come ottenuti per $N_d = 240 \text{ kN}$.

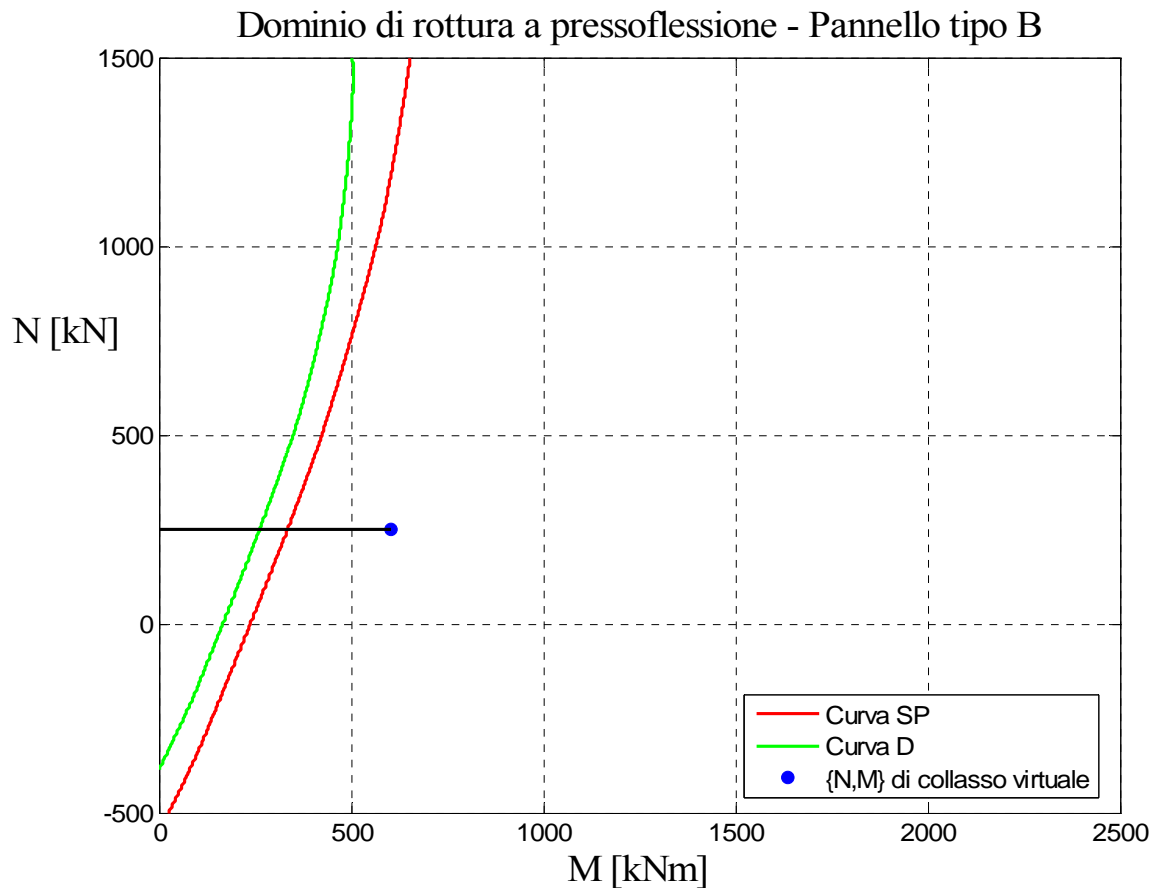
Come si può notare, l' M_u sperimentale è notevolmente superiore sia a quello teorico di progetto (“D”), che a quello teorico “SP”. Questo fatto è in accordo con la modellazione

cautelativa a doppio maschio murario adottata (unica consentita dalle normative qui considerate per setti di caratteristiche corrispondenti a quelli provati), che conduce necessariamente ad una stima conservativa della resistenza flessionale dei pannelli dotati di aperture. Stanti le finalità progettuali di questa ricerca, il fatto che $\widetilde{M}_u > M_u$ è qui considerato sufficiente a validare la metodologia di progettazione (a maschi murari) proposta.

Tabella 7.7 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\widetilde{M}_u = 335 \text{ kNm (prev. SP)}$ $\widetilde{M}_u = 263 \text{ kNm (prev. D)}$	$M_u = 603 \text{ kNm}$	Rottura a Flessione

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale, calcolate con le formulazioni teoriche “SP” e “D”, così come la coppia (N, M_u) , relativa al “collasso virtuale”. Si noti come essa si collochi notevolmente al di fuori delle curve “SP” e “D”.



Nel diagramma sopra-illustrato il momento flettente agente in condizioni di collasso virtuale è valutato trascurando il contributo dei traversi, così come da prescrizioni progettuali.

Si noti come le fessurazioni osservate al collasso, ed evidenziate nelle tre figure seguenti, indichino un collasso del pannello di natura flessionale (e non tagliante), in accordo con le previsioni teoriche.

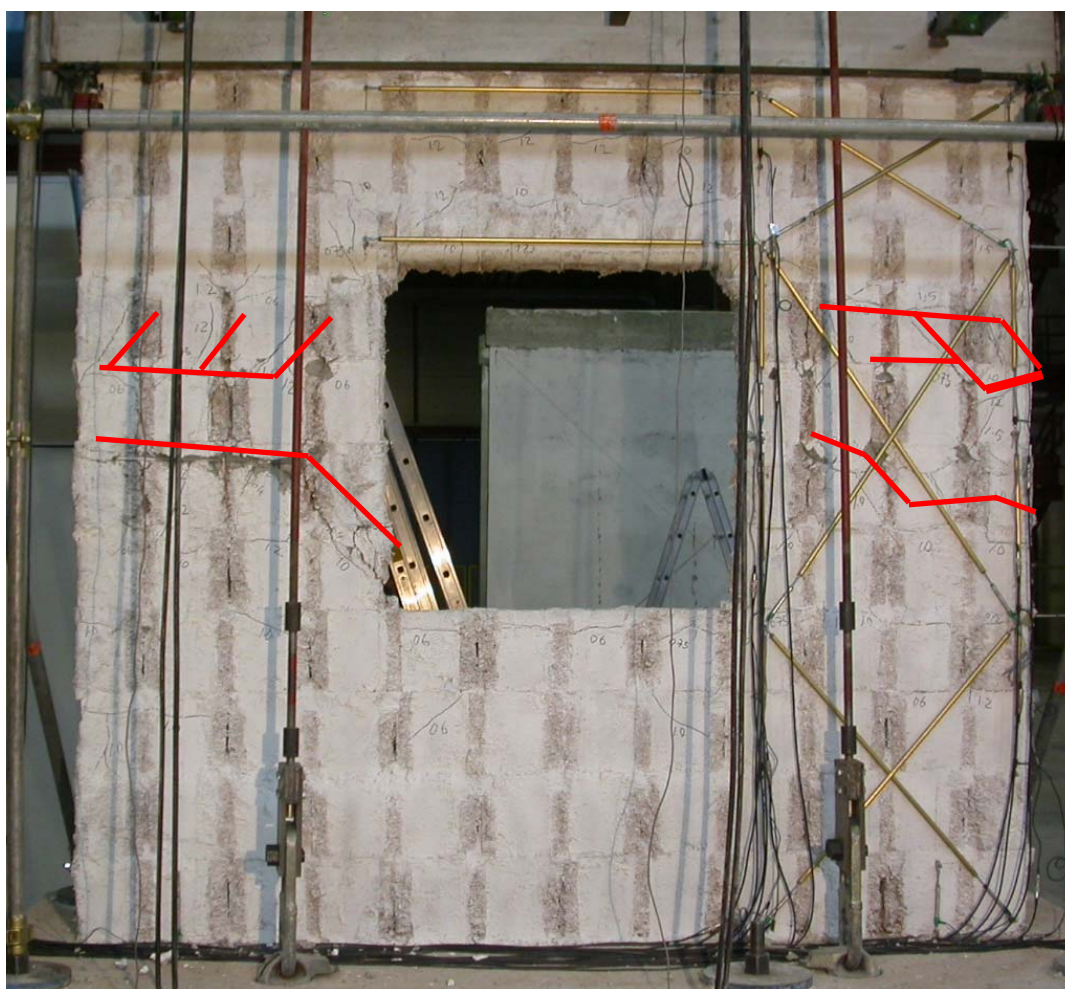


Figura 7.19 Meccanismo di rottura pannello forato di tipo B (prova n. 10)

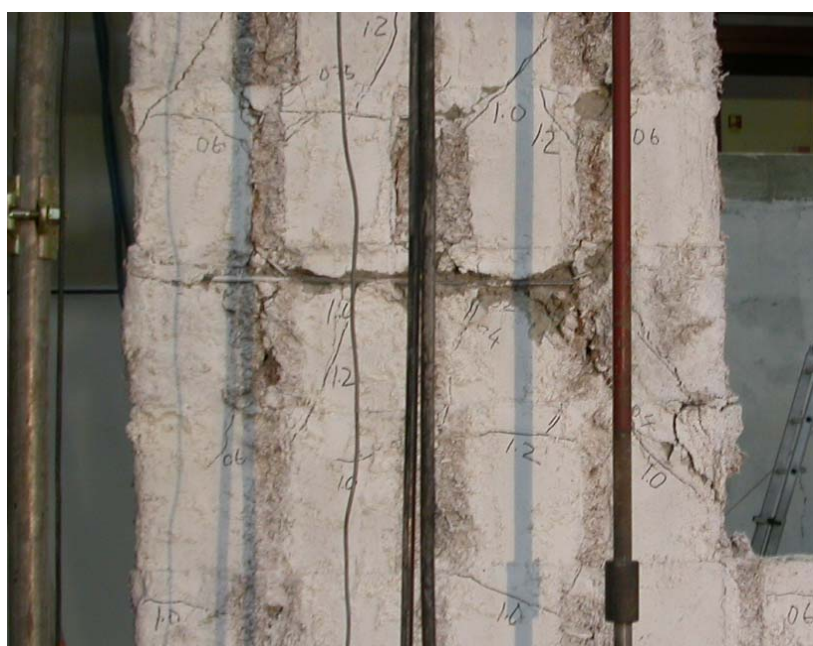


Figura 7.20 Dettaglio della fessurazione da rottura a flessione (prova n. 10)



Figura 7.21 Dettaglio della fessurazione (prova n. 10)

7.3 La resistenza a Taglio (nel piano)

7.3.1 Note introduttive

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio nel piano di pannelli ottenuti con il metodo costruttivo a blocchi cassero con la corrispondente previsione teorica ottenuta per i setti continui equivalenti.

Tutte le resistenze sono valutate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008.

Vengono qui sviluppate due diverse previsioni teoriche:

- una cosiddetta previsione “sperimentale” - SP, che utilizza come valori dei parametri meccanici dei materiali di base acciaio e calcestruzzo quelli ottenuti sperimentalmente da prove meccaniche su campioni dei materiali impiegati per la realizzazione dei pannelli; questa valutazione viene portata avanti al fine di verificare le capacità predittive delle formule analitiche sviluppate nel capitolo 3;
- una cosiddetta previsione “di progetto o di design” – D, che utilizza come valori dei parametri meccanici dei materiali di base acciaio e calcestruzzo quelli di progetto suggeriti dalle normative prese a riferimento; questa valutazione viene portata avanti al fine di verificare l’efficacia delle formule analitiche sviluppate nel capitolo 3 nel fornire una stima conservativa delle caratteristiche di resistenza a taglio nel piano dei pannelli.

Nelle pagine seguenti sono sinteticamente riportate, per ogni prova effettuata presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia (vedasi capitolo 3), il confronto tra i domini di interazione $N-V$ nel piano per il continuo equivalente e la condizione di “*collasso virtuale*” ottenuta sperimentalmente per i pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero. Tali prove si riferiscono a pannelli soggetti a pressoflessione con carico verticale costante ed azione orizzontale (che genera il momento flettente) ciclica crescente. Le prove sono state sempre interrotte per raggiunti limiti delle macchine di prova o per riduzione sostanziale delle resistenze laterali dei pannelli (“*collasso virtuale*”). Nelle prove si parla di “*collasso virtuale*” in quanto, in tutte le prove i pannelli non hanno mai raggiunto un effettivo “collasso” e, al termine della prova hanno sempre mostrato di mantenere la loro capacità portante.

Per quanto riguarda entrambe le formulazioni adottate (*SP* e *D*) si sono considerati legami costitutivi convenzionali sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, così come descritto in dettaglio nella sezione 3.2.2.1 del *capitolo 3*.

Si può notare come nelle prove qui riportate il “*collasso virtuale*” si sia in genere ottenuto per raggiungimento della resistenza a pressoflessione e pertanto, nella maggior parte dei casi, la “rottura” non sia sopraggiunta a taglio.

NOTA: Le prove 1 e 2 non sono riportate in quanto si riferiscono a pannelli sprovvisti di armatura orizzontale, per le quali si è ottenuto collasso strutturale di tipo tagliente (si vedano le sezioni 6.4.2 e 6.4.3), risultato non rilevante per le finalità della presente ricerca. La prova 7 non è riportata in quanto si riferisce alla resistenza a taglio delle lunette, descritta nella sezione 7.7.

7.3.2 Prova n. 3 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “A”) n. 3 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.2.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.2.1.

7.3.2.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 348,5 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all'attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.2.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell'elemento;

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
 - Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliante (\tilde{V}_u).
-

Tabella 7.8 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 820,0 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 348,50 \text{ kN}$	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 704,9 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 546,7 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 470,0 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 769,1 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 597,0 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=200\text{kN}$. Si nota come essa sia sufficientemente interna al confine di tutti i domini di rottura calcolati. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia inferiore al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

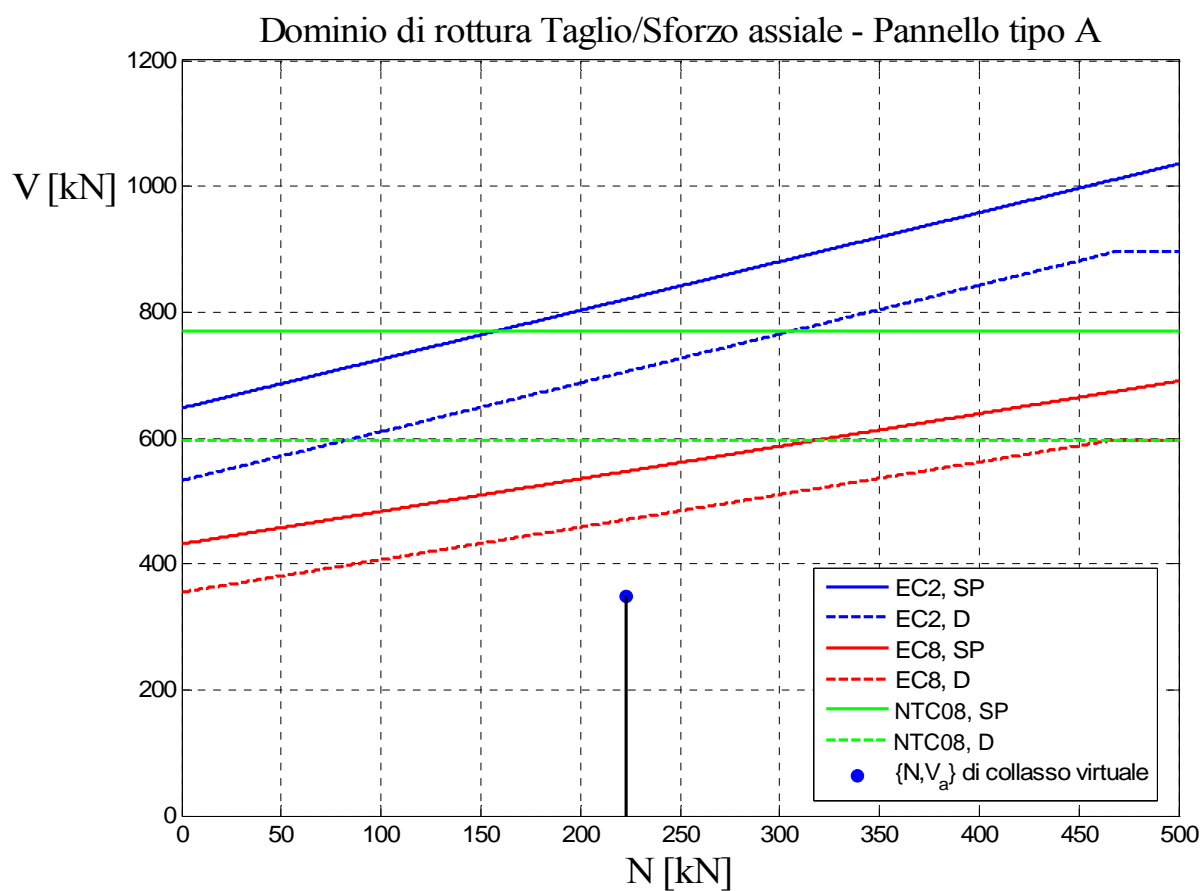


Figura 7.22. Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 3)

7.3.3 Prova n. 4 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “A”) n. 4 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.3.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.3.1.

7.3.3.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 400 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 409,5 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all’attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.3.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell’armatura tesa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell’elemento;
-

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
- Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliente (\tilde{V}_u).

Tabella 7.9 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 980,0 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 409,5 \text{ kN}$	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 860,0 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 653,0 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 573,0 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 769,1 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 597,0 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=400\text{kN}$. Si nota come essa sia sufficientemente interna al confine

di tutti i domini di rottura calcolati. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia inferiore al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

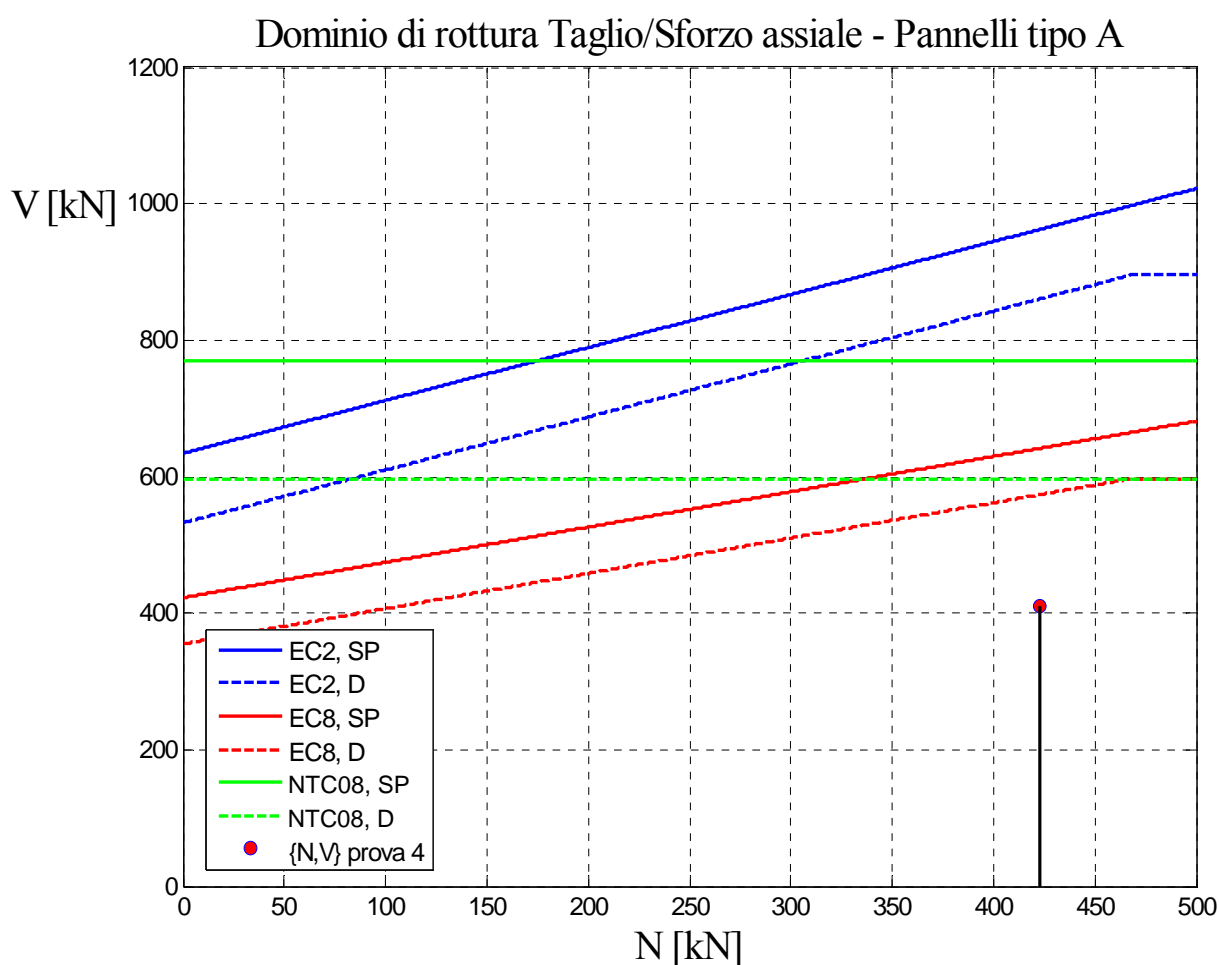


Figura 7.23 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 4)

7.3.4 Prova n. 5 ($N = 0$, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “A”) n. 5 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.4.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.4.1.

NOTA: dato che il meccanismo di rottura tagliente si è manifestato in vicinanza della sommità della struttura, nel calcolo del taglio ultimo si è trascurato il peso proprio del pannello.

7.3.4.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 0.0 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 240.7 kN. Il taglio portato dal pannello è stato misurato considerando la forza massima applicata all'attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.4.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo misto, di tipo tagliente/flessionale. Pertanto, in questo caso il taglio massimo sperimentale rappresenta anche il limite di resistenza a taglio del pannello in assenza di carico verticale.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell'elemento;

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

Nella tabella seguente si riportano i risultati sperimentali e quelli teorici, relativamente al massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova, e le resistenze teoriche a taglio del pannello (\tilde{V}_u):

Tabella 7.10 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 405,8 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_u = 240,7 \text{ kN}$	Rottura a Taglio/Flessione
$\tilde{V}_u = 362,4 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 270,5 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 241,6 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 769,1 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 597,0 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a), corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con

carico verticale costante $N=0,0\text{kN}$. Si nota come essa si trovi sul confine del dominio di rottura ottenuto per l'EC8.

Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia prossimo al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure a “x” insieme a fessure orizzontali, corrispondenti ad un meccanismo di collasso di tipo tagliante–flessionale) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

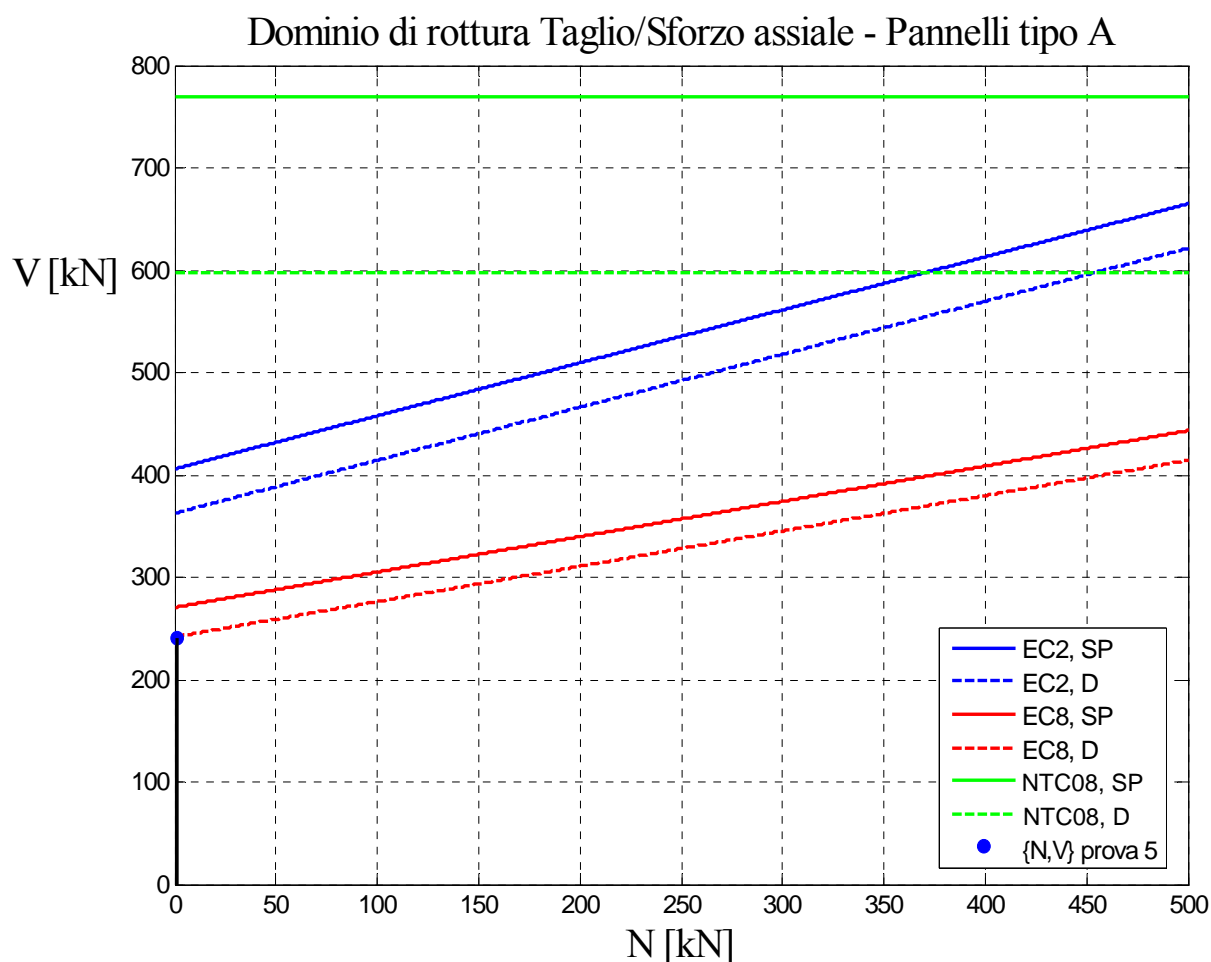


Figura 7.24 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 5)

Si noti come, per questo pannello di dimensioni 1:1, in assenza di sforzo normale il continuo equivalente prevede, così come in accordo con gli sviluppi analitici del *capitolo 3*, una rottura quasi contemporanea a taglio e a flessione.

Il confronto tra il diagramma sopra-riportato e le illustrazioni relative al confronto analitico-sperimentale della resistenza a flessione del pannello confermano questa contemporanea rottura a taglio e flessione.

7.3.5 Prova n. 6 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “A”) n. 6 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.5.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.5.1.

7.3.5.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 299.6 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all’attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.5.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell'elemento;

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
 - Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliente (\tilde{V}_u).
-

Tabella 7.11 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 771,0 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 299,6 \text{ kN}$	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 705,0 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 514,0 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 470,0 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 769,1 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 597,0 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=200\text{kN}$. Si nota come essa sia sufficientemente interna al confine di tutti i domini di rottura calcolati. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia inferiore al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

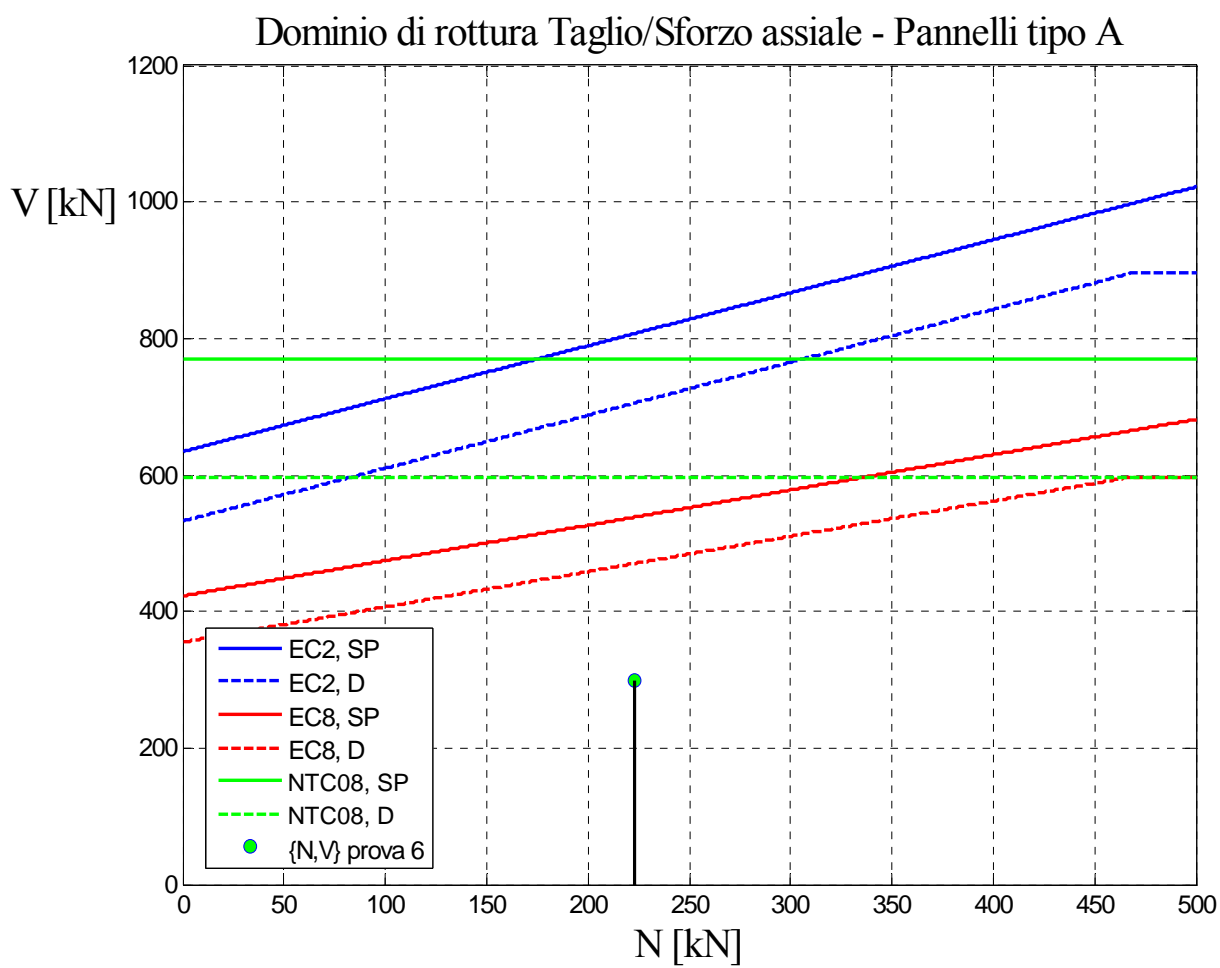


Figura 7.25 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 6)

7.3.6 Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio della porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H (pannello di tipo “C”) n. 8 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.6.1 *Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali*

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.6.1.

NOTA: la sezione considerata resistente a taglio è la sola anima della struttura; su tale porzione si è considerato agente uno sforzo assiale pari a $1/2$ di quello totale.

7.3.6.2 *Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche*

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 200 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato complessivamente pari a 560.0 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all'attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.6.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
-

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell'elemento;

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
- Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliente (\tilde{V}_u).

Tabella 7.12 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 838,9$ kN (EC2, prev. SP)	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 560,0$ kN	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 754,4$ kN (EC2, prev. D)		
$\tilde{V}_u = 559,3$ kN (EC8, prev. SP)		
$\tilde{V}_u = 502,9$ kN (EC8, prev. D)		
$\tilde{V}_u = 902,9$ kN (NTC07,prev. SP)		
$\tilde{V}_u = 700,8$ kN (NTC07, prev. D)		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=200\text{kN}$. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia prossimo al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), sembrerebbe prevedere per il pannello un meccanismo di rottura misto di tipo tagliente–flessionale. Il fatto che il tipo di danneggiamento osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*” (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) indichi un meccanismo di rottura prevalentemente di tipo flessionale, significa che le formule proposte dalle normative qui considerate per valutare la resistenza tagliente dei pannelli conducono ad una stima conservativa di tale resistenza. Stanti le finalità progettuali di questa ricerca, il fatto che $V_u > \tilde{V}_u$ è qui considerato sufficiente a validare la metodologia di progettazione proposta.

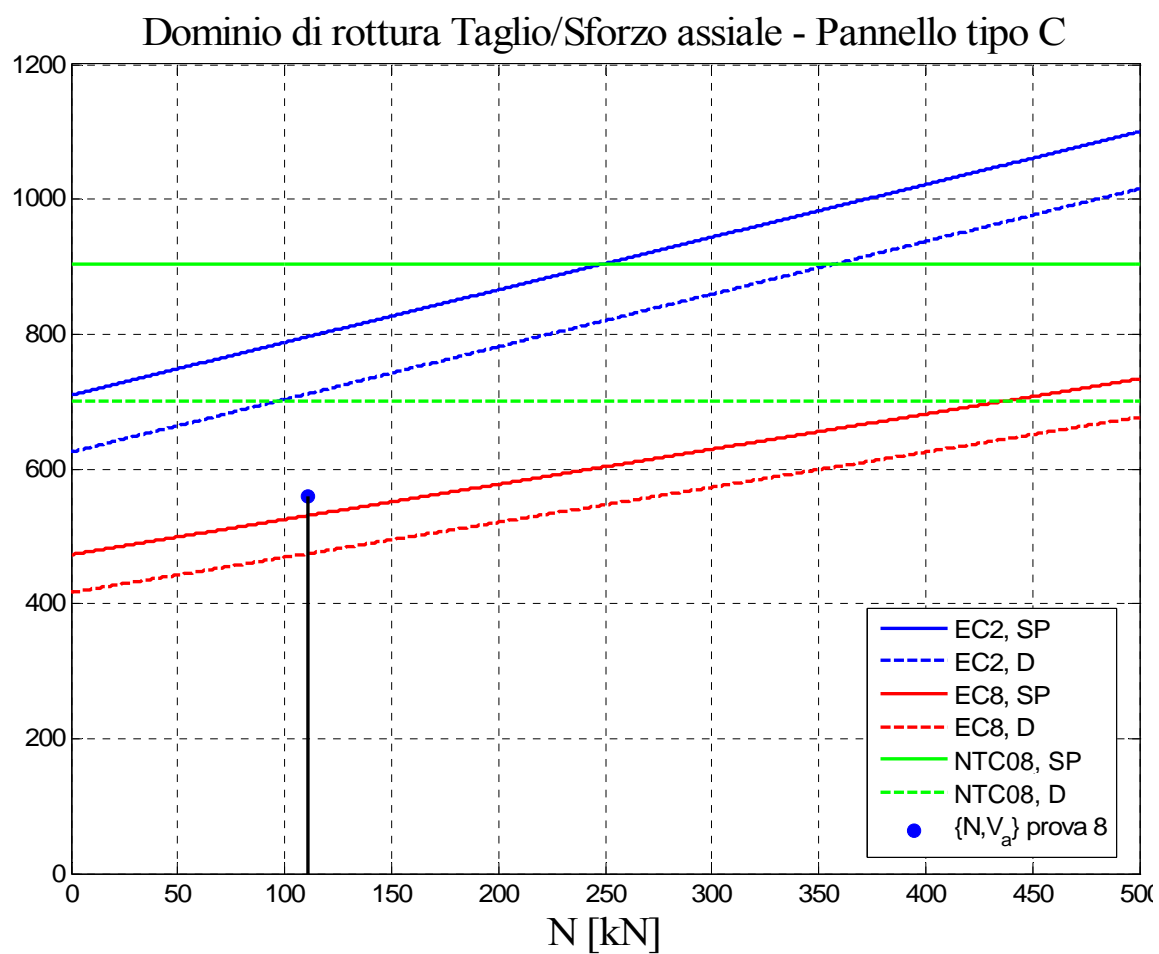


Figura 7.26 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 8)

7.3.7 Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “A”) n. 9 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.7.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.7.1.

7.3.7.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 400 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 474,0 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all’attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.7.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell’armatura tesa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell’elemento;
-

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
- Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliente (\tilde{V}_u).

Tabella 7.13 confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 926,3 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 474,0 \text{ kN}$	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 860,2 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 617,5 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 573,4 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 769,1 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 597,0 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=400\text{kN}$. Si nota come essa sia sufficientemente interna al confine

di tutti i domini di rottura calcolati. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia inferiore al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

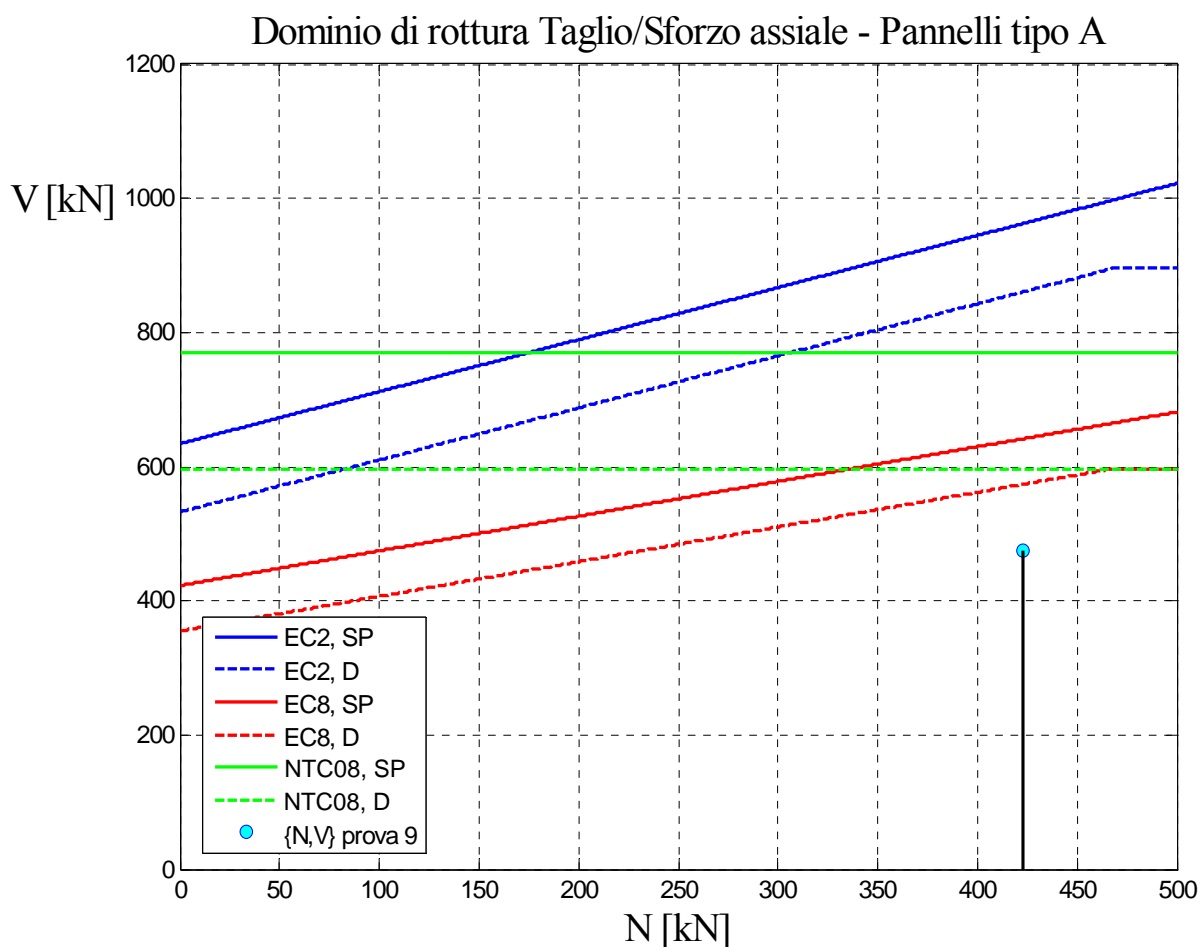


Figura 7.27 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 9)

7.3.8 Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)

Questa sezione confronta le resistenze sperimentali a taglio del pannello pieno (di tipo “B”) n. 10 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche.

7.3.8.1 Dati geometrici e meccanici dei pannelli in c.c.a. oggetto delle prove sperimentali

Con riferimento alle caratteristiche geometriche del pannello si rimanda alla sezione 7.2.8.1.

7.3.8.2 Confronto fra la resistenza a taglio sperimentale e quella ottenuta dalle previsioni teoriche

Risultati sperimentali ottenuti:

Il carico verticale applicato è costante pari a 240 kN.

Lo sforzo massimo di taglio applicato è stato pari a 321,6 kN. Il taglio alla base del pannello provato è stato misurato considerando la forza massima applicata all’attuatore.

Come illustrato dalle foto riportate nella sezione 7.2.8.2, il pannello raggiunge la crisi con un meccanismo di tipo flessionale. Pertanto il taglio massimo sperimentale non rappresenta il limite di resistenza a taglio del pannello.

Previsioni teoriche:

Le resistenze teoriche a taglio \tilde{V}_u sono state calcolate con riferimento alle normative europee EC2 ed EC8 (Large Lightly Reinforced Walls, LLRW) , ed alla normativa italiana NTC del 14/01/2008. In particolare, le normative europee EC2 ed EC8 considerano la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell’armatura tesa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;
 - Taglio ultimo corrispondente alla resistenza a scorrimento dell’elemento;
-

La normativa italiana NTC del 14/01/2008 considera la resistenza a taglio pari al minimo valore tra:

- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza dell'armatura tesa;
- Taglio ultimo corrispondente alla resistenza della biella compressa;

Confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche:

La tabella seguente riporta:

- il massimo sforzo di taglio applicato nel corso della prova (si parlerà di taglio “agente” V_a , corrispondente al valore di taglio massimo che il pannello è stato in grado di portare, prima di pervenire al “*collasso virtuale*”, avvenuto con meccanismo di tipo flessionale);
- Il taglio che, secondo le previsioni teoriche date dalle diverse formulazioni qui considerate, provoca un collasso di tipo tagliente (\tilde{V}_u).

Tabella 7.14 Confronto fra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per il pannello provato.

Dati teorici	Dati sperimentali (collasso virtuale)	Tipologia di rottura sperimentale
$\tilde{V}_u = 544,9 \text{ kN (EC2, prev. SP)}$	Taglio massimo portato dal pannello $V_a = 321,60 \text{ kN}$	Rottura a Flessione
$\tilde{V}_u = 504,7 \text{ kN (EC2, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 363,3 \text{ kN (EC8, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 336,5 \text{ kN (EC8, prev. D)}$		
$\tilde{V}_u = 468,2 \text{ kN (NTC07, prev. SP)}$		
$\tilde{V}_u = 363,4 \text{ kN (NTC07, prev. D)}$		

La figura seguente rappresenta le curve limite di rottura Taglio/Sforzo assiale, così come ottenute in accordo con le diverse formulazioni teoriche considerate. La figura riporta altresì la coppia (N, V_a) , corrispondente al massimo taglio portato dal pannello durante la prova, con carico verticale costante $N=240\text{kN}$. Si nota come essa sia sufficientemente interna al confine

di tutti i domini di rottura calcolati. Il fatto che il taglio massimo agente in condizioni di “*collasso virtuale*” sia inferiore al taglio ultimo teorico del pannello (così come il fatto che il taglio massimo agente sul pannello porti ad avere sul pannello stesso momenti flettenti sostanzialmente corrispondenti ai momenti ultimi teorici così come riportato nella sezione 3), è in accordo con il tipo di danneggiamento (fessure orizzontali corrispondenti al raggiungimento di un momento ultimo) osservato sperimentalmente nelle condizioni di “*collasso virtuale*”.

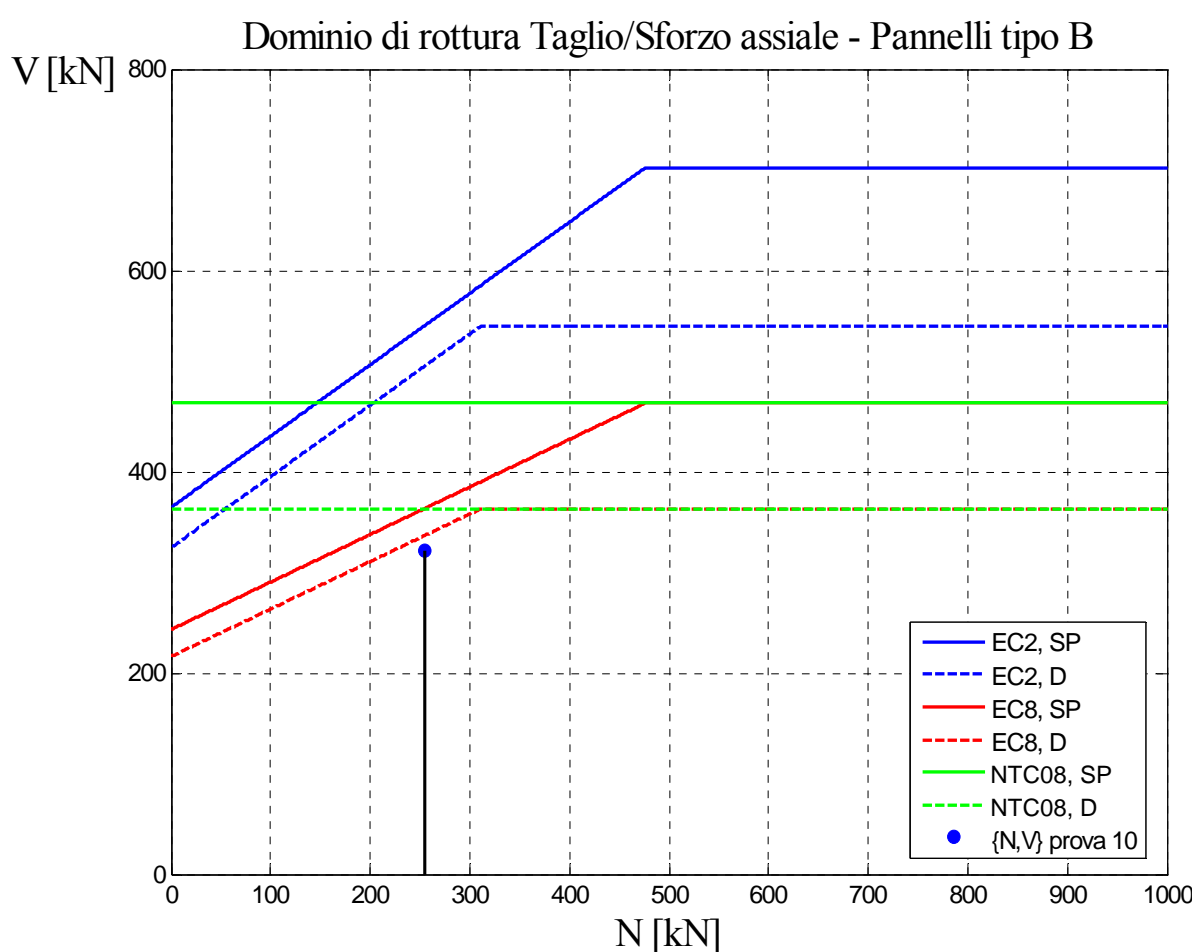


Figura 7.28 Dominio di rottura a Taglio/Sforzo assiale del pannello (prova n. 10)

7.4 La Deformabilità

7.4.1 Note introduttive

Questa sezione confronta le deformabilità, così come ottenute dalle prove sperimentali effettuate sui pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero, con la corrispondente previsione teorica ottenuta per i setti continui equivalenti.

La presente sezione vuole fornire le indicazioni di dettaglio sulle deformabilità che si sono valutate teoricamente a partire dalla rigidezza alla traslazione orizzontale dei pannelli. Si fa qui presente che, chiaramente, si farà riferimento alla rigidezza alla traslazione orizzontale dei pannelli considerando lo schema statico di prova (forza concentrata applicata in sommità, in direzione orizzontale) ed un comportamento ancora elastico lineare per quanto riguarda l'acciaio. Il calcestruzzo viene considerato in diverse condizioni di fessurazione, come di seguito specificato in dettaglio.

Le previsioni teoriche sono valutate con riferimento agli sviluppi analitici riportati nel *capitolo 3*, così come specializzate tenendo conto del continuo equivalente.

I valori dei parametri meccanici dei materiali di base (acciaio e calcestruzzo) utilizzati nelle previsioni teoriche sono quelli ottenuti sperimentalmente da prove meccaniche su campioni dei materiali impiegati per la realizzazione dei pannelli, e già descritti nelle sezioni precedenti.

Nelle pagine seguenti sono sinteticamente riportate, per ogni prova effettuata presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia (vedasi “*Documento 3*”), il confronto tra:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per i pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero;
 - la rigidezza secante alla traslazione orizzontale, valutata secondo le previsioni teoriche, tenendo conto del continuo equivalente ($b_{eff} = 0.7 \cdot b$, $E_{eff} = 0.7 \cdot E$) e considerando i pannelli fessurati su tutta la loro altezza (così come definite nel *capitolo 3*): retta di colore rosso. Di seguito, per semplicità di esposizione, faremo riferimento a questa condizione definendola come “totalmente fessurata”;
-

- la rigidezza secante alla traslazione orizzontale, valutata con le previsioni teoriche, tenendo conto del continuo equivalente ($b_{eff} = 0.7 \cdot b$, $E_{eff} = 0.7 \cdot E_c$) e considerando i pannelli fessurati su una parte della loro altezza (così come definita nel capitolo 3), per una forza corrispondente alla deformazione interpiano dello 0,1%: retta di colore nero. Di seguito, per semplicità di esposizione, faremo riferimento a questa condizione definendola come “parzialmente fessurata”. Si precisa che, dato lo scopo di valutare la rigidezza alla traslazione orizzontale dei pannelli in condizioni parzialmente fessurate ma con l'acciaio non ancora snervato, la scelta della deformazione di interpiano a cui fare riferimento per la valutazione di tale grandezza fisica si è necessariamente concentrata sulla deformazione interpiano dello 0,1%, dove le curve $F - \delta$ ottenute dalle prove sperimentali manifestano chiaramente una perdita di linearità (dovuta evidentemente alla fessurazione del calcestruzzo), ma non si è tuttavia raggiunto il punto di primo snervamento dei pannelli stessi.

NOTA: Le prove 1 e 2 non sono riportate in quanto si riferiscono a pannelli sprovvisti di armatura orizzontale, per le quali si è ottenuto collasso strutturale di tipo tagliante (si vedano le sezioni 6.4.2 e 6.4.3), risultato non rilevante per le finalità della presente ricerca. La prova 7 non è riportata in quanto si riferisce alla resistenza a taglio delle lunette, descritta nella sezione 7.7.

7.4.2 Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “A”

I dati utilizzati per la valutazione teorica della rigidezza secante in condizioni parzialmente e totalmente fessurate, possono essere riassunti come segue.

Dati geometrici:

ℓ	Altezza del pannello, calcolata fra l'estradosso della soletta di fondazione e la retta di applicazione del carico ciclico orizzontale (corrispondente con la posizione del baricentro dell'attuatore)
h	Lunghezza della sezione di base
$c = 125 \text{ mm}$	copriferro della sezione del pannello
b_{eff}	spessore equivalente della parete
y	distanza dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione trasversale
x_{cr}	altezza critica, definita come la distanza fra la sommità (retta di applicazione del carico ciclico orizzontale) e la sezione di prima fessurazione del pannello (considerata in corrispondenza del momento flettente che provoca il raggiungimento della resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo)

Dati meccanici:

f_{cm}	Tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo (così come ottenuta a partire dalle prove a schiacciamento eseguite sui provini in calcestruzzo confezionati all'atto del getto dei pannelli)
$f_{ck} = 0.83 \cdot f_{cm}$	Tensione normale caratteristica (frattile del 5%) di resistenza a compressione del calcestruzzo (ottenuta a partire dalla tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo dei provini)
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	$[N / mm^2]$ Resistenza a trazione media e caratteristica del calcestruzzo (ottenute con riferimento ad espressioni riportate nelle <i>NTC del 14/01/2008</i>)

$$E_{eff} = 0.7 \cdot E_{cm} = 0.7 \cdot 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale “*effettivo*” del calcestruzzo (ottenuto con riferimento ad espressione riportata nelle *NTC del 14/01/2008*)

$\nu = 0.12$ Modulo di Poisson considerato per il calcestruzzo

$$f_y [N/mm^2]$$

Tensione normale media di snervamento delle barre di armatura dei pannelli (così come ottenuta a partire dalle prove a trazione effettuate su tondini di acciaio di uguale diametro e assimilabili per provenienza a quelli utilizzati per i pannelli stessi)

$$E_s = 210000 [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale dell'acciaio

Dati sperimentali:

N Carico assiale applicato al pannello nella prova

$F(0,1\%)$ Valore medio fra le forze massime applicate con attuatore in trazione ed in compressione, corrispondenti ad uno spostamento orizzontale in sommità pari a $0,1\% \cdot \ell$

$\delta(0.1\%)$ Spostamento orizzontale in sommità pari a $0,1\% \cdot \ell$

7.4.2.1 La rigidezza in condizioni “totalmente fessurate”

La rigidezza dei pannelli nei confronti della traslazione orizzontale in sommità, in condizioni “totalmente fessurate”, viene qui valutata come segue:

$$K_2 = \frac{3E_{eff}J_2}{\ell^3} \quad \text{Rigidezza del pannello fessurato}$$

, dove J_2 è il momento d'inerzia della sezione fessurata (equazione (3.196), capitolo 3):

$$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot y^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$$

7.4.2.2 La rigidezza in condizioni “parzialmente fessurate”

La rigidezza dei pannelli nei confronti della traslazione orizzontale in sommità, in condizioni “parzialmente fessurate”, viene qui valutata come segue:

$$k = \frac{F}{\delta}$$

dove:

$$k = \left\{ \left[\frac{x_{cr}^3}{3E_{eff}J_1} + \frac{(\ell^3 - x_{cr}^3)}{3E_{eff}J_2} \right] + \left[\frac{\ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_{eff} \cdot (b_{eff}h)} \right] \right\}^{-1} \quad (\text{sez. 3.1.3 del capitolo 3})$$

x_{cr} Altezza critica calcolata per il pannello in esame, tenuto conto della sua geometria e del suo stato di sollecitazione, determinata così come già descritto nella sezione 3.1.4 del capitolo 3.

$J_1 = b_{eff}h^3/12$ Momento d'inerzia della sezione considerata interamente reagente (sezione non fessurata)

$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot y^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$ Momento d'inerzia della sezione fessurata

7.4.3 Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “B”

Si precisa che, dato che uno degli scopi della presente ricerca consiste nel fornire strumenti progettuali per la messa a punto di un sistema strutturale a pareti in c.a. caratterizzato da elevate prestazioni sismiche, si è talvolta adottata la scelta, nei casi in cui si renda necessario fornire indicazioni di tipo pratico che si collochino all'interno di un determinato recinto normativo, di ammettere delle semplificazioni. Per quanto riguarda il calcolo della rigidezza dei pannelli provati di tipo “B”, il comportamento del pannello forato viene calcolato come somma dei contributi dei due maschi murari considerati separati, caratterizzati da un'altezza $\ell' = \ell$ e una sezione di altezza $h' = h/3 = 300/3 = 100\text{cm}$. Una tale semplificazione, così conservativa, è imposta dalle normative qui prese come riferimento per pannelli caratterizzati da traversi orizzontali in assenza di armature a “X”, quali quelli qui

valutati. Da un punto di vista strettamente progettuale, tale scelta risulta essere perfettamente lecita in quanto “a favore di sicurezza”.

Le espressioni valide per i pannelli di tipo A, vengono di seguito specializzate per il pannello forato (di tipo B).

Dati geometrici:

ℓ'	Altezza del singolo maschio murario, calcolata fra la quota di imposta della finestra e la retta di applicazione del carico ciclico orizzontale (corrispondente con la posizione del baricentro dell'attuatore)
h'	Altezza della sezione trasversale del singolo maschio murario
$c = 125 \text{ mm}$	copriferro della sezione del pannello
b_{eff}	spessore equivalente della parete
y	distanza dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione trasversale
x_{cr}	altezza critica, definita come la distanza fra la sommità (retta di applicazione del carico ciclico orizzontale) e la sezione di prima fessurazione (considerata in corrispondenza del momento flettente che provoca il raggiungimento della resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo)

Dati meccanici:

f_{cm}	Tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo (così come ottenuta a partire dalle prove a schiacciamento eseguite sui provini in calcestruzzo confezionati all'atto del getto dei pannelli)
$f_{ck} = 0.83 \cdot f_{cm}$	Tensione normale caratteristica (frattile del 5%) di resistenza a compressione del calcestruzzo (ottenuta a partire dalla tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo dei provini)
$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$ $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$	$[N / mm^2]$ Resistenza a trazione media e caratteristica del calcestruzzo (ottenute con riferimento ad espressioni riportate nelle NTC del 14/01/2008)

$$E_{eff} = 0.7 \cdot E_{cm} = 0.7 \cdot 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} \quad [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale “effettivo” del calcestruzzo (ottenuto con riferimento ad espressione riportata nelle NTC del 14/01/2008)

$$\nu = 0,12 \quad \text{Modulo di Poisson considerato per il calcestruzzo}$$

$$f_y \quad [N/mm^2] \quad \text{Tensione normale media di snervamento delle barre di armatura dei pannelli (così come ottenuta a partire dalle prove a trazione effettuate su tondini di acciaio di uguale diametro e assimilabili per provenienza a quelli utilizzati per i pannelli stessi)}$$

$$E_s = 210000 \quad [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale dell'acciaio

Dati sperimentali:

$$N \quad \text{Carico assiale applicato al pannello nella prova}$$

$$F(0,1\%) \quad \text{Valore medio fra le forze massime applicate con attuatore in trazione ed in compressione, corrispondenti ad uno spostamento orizzontale in sommità pari a } 0,1\% \cdot \ell$$

$$\delta(0,1\%) \quad \text{Spostamento orizzontale in sommità pari a } 0,1\% \cdot \ell$$

7.4.3.1 La rigidezza in condizioni “totalmente fessurate”

La rigidezza dei pannelli nei confronti della traslazione orizzontale in sommità, in condizioni “totalmente fessurate”, viene qui valutata come segue:

$$K_2 = 2 \cdot \frac{3E_{eff}J_2}{\ell^3} \quad \text{Rigidezza del pannello fessurato}$$

, dove J_2 è il momento d'inerzia della sezione fessurata (equazione (3.196) del capitolo 3):

$$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot y^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$$

7.4.3.2 La rigidezza in condizioni “parzialmente fessurate”

La rigidezza dei pannelli nei confronti della traslazione orizzontale in sommità, in condizioni “parzialmente fessurate”, viene qui valutata come segue:

$$k = \frac{F}{\delta}$$

dove:

$$k = 2 \cdot \left\{ \left[\frac{x_{cr}^3}{3E_{eff}J_1} + \frac{(\ell^3 - x_{cr}^3)}{3E_{eff}J_2} \right] + \left[\frac{\ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_{eff} \cdot (b_{eff}h')} \right] \right\}^{-1} \quad (\text{sez. 3.1.3 del capitolo 3})$$

x_{cr} Altezza critica calcolata per il pannello in esame, tenuto conto della sua geometria e del suo stato di sollecitazione, determinata così come già descritto nella sezione 3.1.4 del capitolo 3.

$J_1 = b_{eff}h^3/12$ Momento d'inerzia della sezione considerata interamente reagente (sezione non fessurata)

$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot y^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$ Momento d'inerzia della sezione fessurata

7.4.4 Calcolo della rigidezza secante teorica dei pannelli di tipo “C”

I dati utilizzati per la valutazione teorica della rigidezza secante in condizioni parzialmente e totalmente fessurate, possono essere riassunti come segue.

Dati geometrici:

ℓ Altezza del pannello, calcolata fra l'estradosso della soletta di fondazione e la retta di applicazione del carico ciclico orizzontale (corrispondente con la posizione del baricentro dell'attuatore)

h Lunghezza della sezione di base

$c = 125 \text{ mm}$ copriferro della sezione del pannello

b_{eff} spessore equivalente della parete

y distanza dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione trasversale

x_{cr} altezza critica, definita come la distanza fra la sommità (retta di applicazione del carico ciclico orizzontale) e la sezione di prima fessurazione del pannello (considerata in corrispondenza del momento flettente che provoca il raggiungimento della resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo)

Dati meccanici:

f_{cm} Tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo (così come ottenuta a partire dalle prove a schiacciamento eseguite sui provini in calcestruzzo confezionati all'atto del getto dei pannelli)

$f_{ck} = 0.83 \cdot f_{cm}$ Tensione normale caratteristica (frattile del 5%) di resistenza a compressione del calcestruzzo (ottenuta a partire dalla tensione normale media di resistenza a compressione del calcestruzzo dei provini)

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0,30 f_{ck}^{2/3} \\ f_{ctk} &= 0,7 \cdot f_{ctm} \end{aligned} \quad [N/mm^2]$$

Resistenza a trazione media e caratteristica del calcestruzzo (ottenute con riferimento ad espressioni riportate nelle *NTC del 14/01/2008*)

$$E_{eff} = 0.7 \cdot E_{cm} = 0.7 \cdot 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} \quad [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale “*effettivo*” del calcestruzzo (ottenuto con riferimento ad espressione riportata nelle *NTC del 14/01/2008*)

$\nu = 0,12$ Modulo di Poisson considerato per il calcestruzzo

$f_y \quad [N/mm^2]$ Tensione normale media di snervamento delle barre di armatura dei pannelli (così come ottenuta a partire dalle prove a trazione effettuate su tondini di acciaio di uguale diametro e assimilabili per provenienza a quelli utilizzati per i pannelli stessi)

$$E_s = 210000 \quad [N/mm^2]$$

Modulo di elasticità normale dell'acciaio

Dati sperimentali:

N	Carico assiale applicato al pannello nella prova
$F(0,1\%)$	Valore medio fra le forze massime applicate con attuatore in trazione ed in compressione, corrispondenti ad uno spostamento orizzontale in sommità pari a $0,1\% \cdot \ell$
$\delta(0,1\%)$	Spostamento orizzontale in sommità pari a $0,1\% \cdot \ell$

È opportuno fare qui presente come, in accordo con le modalità di prova, vengono applicate contemporaneamente due forze orizzontali, una in sommità pari a F_1 , ed una ad altezza $\ell/2$ pari a $F_2 = F_1/2$; quindi, in corrispondenza di un taglio totale alla base pari a F , si hanno le due seguenti forze:

- $F_1 = \frac{2}{3} F$ (applicata ad altezza $\ell = 6 \text{ m}$);
- $F_2 = \frac{1}{3} F$ (applicata ad altezza $\ell/2 \cong 3 \text{ m}$).

7.4.4.1 La rigidezza in condizioni totalmente fessurate

Ipotizzando che il pannello sia fessurato lungo tutto il suo sviluppo in altezza, lo spostamento orizzontale in sommità sarà valutato come segue:

$$\begin{aligned} \delta &\cong \frac{\frac{2}{3} F \cdot \ell^3}{3E_{eff}J_2} + \frac{\frac{1}{3} F \cdot (\ell/2)^2}{2E_{eff}J_2} \cdot (\ell/2) + \frac{\frac{1}{3} F \cdot (\ell/2)^3}{3E_{eff}J_2} = \frac{2F \cdot \ell^3}{9E_{eff}J_2} + \frac{F \cdot \ell^3}{48E_{eff}J_2} + \frac{F \cdot \ell^3}{72E_{eff}J_2} = \\ &= \frac{37F \cdot \ell^3}{144E_{eff}J_2} = \frac{F \cdot \ell^3}{3,9E_{eff}J_2} \cong \frac{F \cdot \ell^3}{4E_{eff}J_2} \end{aligned}$$

Quindi:

$$K_2 \cong \frac{4E_{eff}J_2}{\ell^3} \quad \text{Rigidezza pannello fessurato}$$

dove J_2 è la rigidezza della sezione fessurata (equazione (3.196) del capitolo 3):

$$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot x^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$$

7.4.4.2 La rigidezza in condizioni parzialmente fessurate

La rigidezza dei pannelli nei confronti della traslazione orizzontale in sommità, in condizioni “parzialmente fessurate”, viene qui valutata come segue:

$$k = \frac{F}{\delta}$$

Per semplicità di calcolo, dato che il valore di x_{cr} calcolato si avvicina all'altezza del primo piano ($\cong 3 \text{ m}$), si assume $x_{cr} \cong \ell / 2 \cong 3 \text{ m}$. Si ha quindi:

$$k \cong \left\{ \left[\frac{(x_{cr})^3}{3E_{eff}J_1} + \frac{(\ell^3 - x_{cr}^3)}{3E_{eff}J_2} \right] + \left[\frac{\ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_{eff} \cdot (b_{eff}h)} \right] + \left[\frac{\frac{1}{3}F \cdot (\ell/2)^2}{2E_{eff}J_2} \cdot (\ell/2) + \frac{\frac{1}{3}F \cdot (\ell/2)^3}{3E_{eff}J_2} \right] \right\}^{-1} =$$

$$= \left\{ \left[\frac{(\ell/2)^3}{3E_{eff}J_1} + \frac{(\ell^3 - (\ell/2)^3)}{3E_{eff}J_2} \right] + \left[\frac{\ell \cdot 1.2 \cdot 2(1+\nu)}{E_{eff} \cdot (b_{eff}h)} \right] + \left[\frac{\ell^3}{48E_{eff}J_2} + \frac{\ell^3}{72E_{eff}J_2} \right] \right\}^{-1}$$

(sez. 3.1.3 del capitolo 3)

x_{cr} Altezza critica calcolata per il pannello in esame, tenuto conto della sua geometria e del suo stato di sollecitazione, determinata così come già descritto nella sezione 3.1.4 del capitolo 3.

$J_1 = b_{eff}h^3/12$ Momento d'inerzia della sezione considerata interamente reagente
(sezione non fessurata)

$J_2 = \frac{b_{eff} \cdot y^3}{3} + \sum_{i=1}^{n_{barre}} \frac{E_s}{E_{eff}} (A_{si} \cdot d_i^2)$ Momento d'inerzia della sezione fessurata

7.4.5 Prova n. 3 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello pieno (di tipo “A”) n. 3 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alla precedente sezione 7.2.2.1.

Nella figura 7.29 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.30 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidezze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

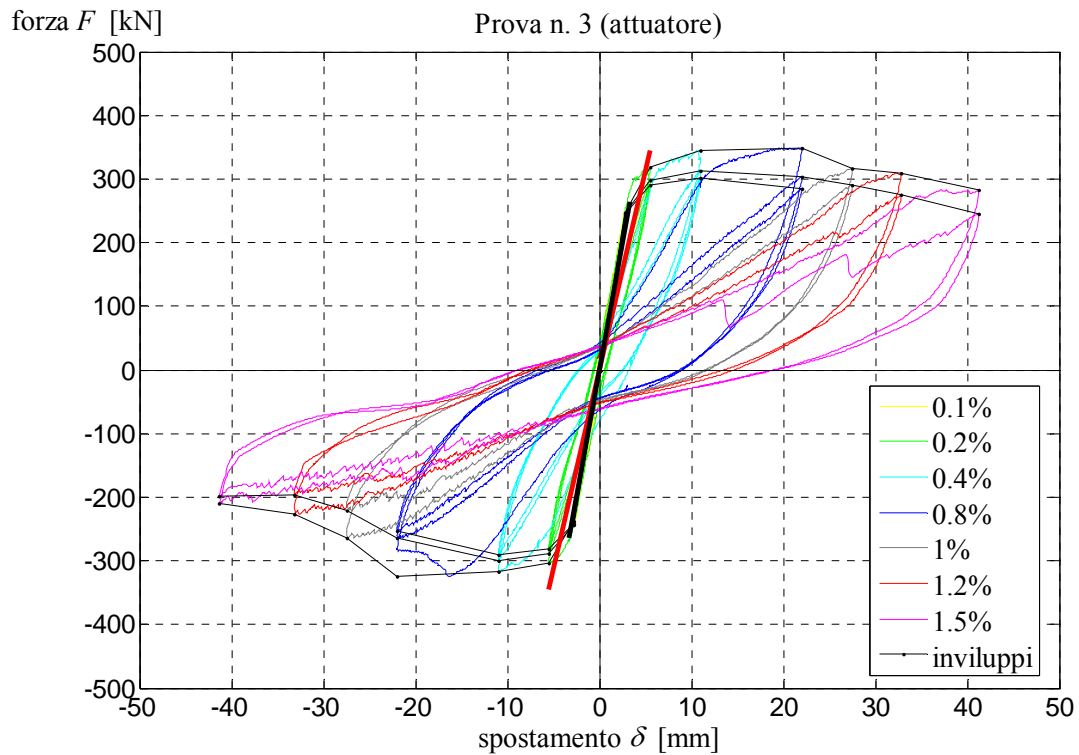


Figura 7.29 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 3)

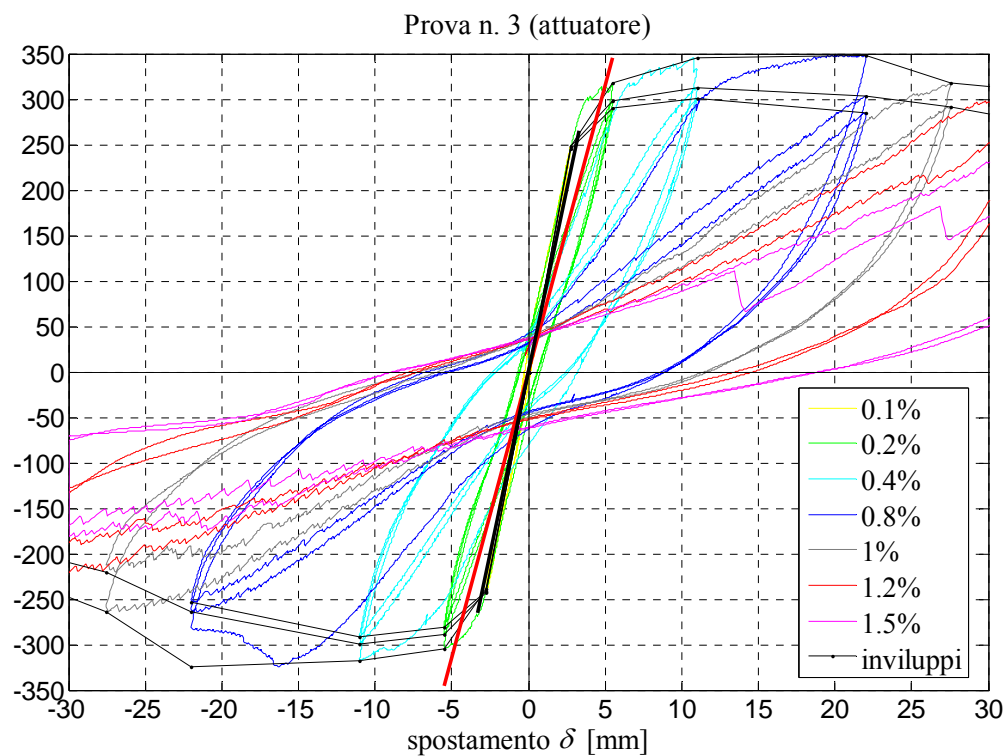


Figura 7.30 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 3)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

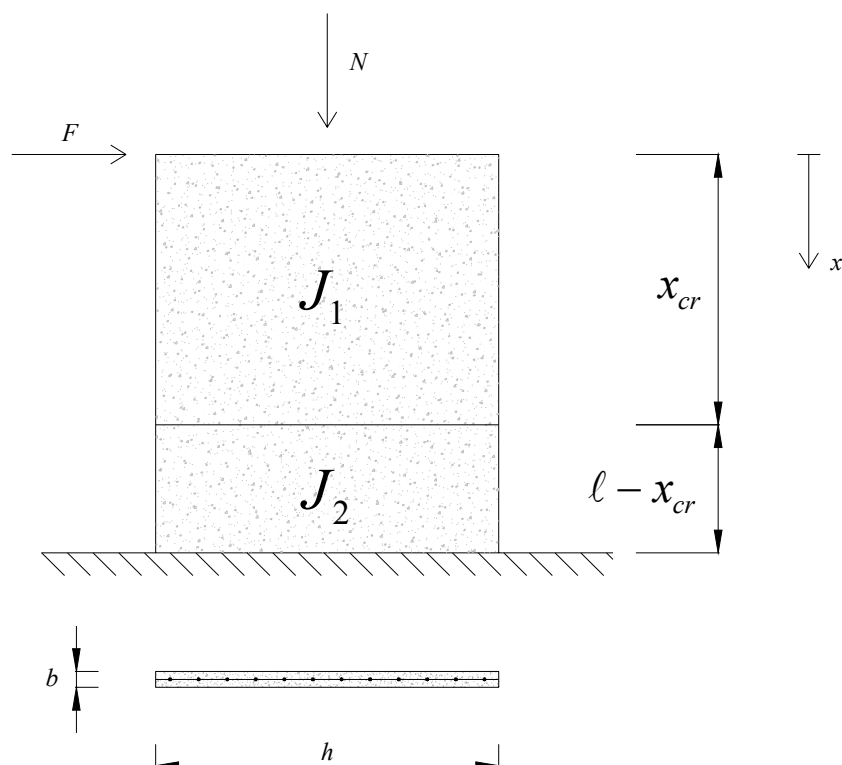


Figura 7.31: schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 224,0 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,275 \text{ cm}$$

$$N = 200,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 35,7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 22559 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 3,25 \\ f_{ctk} &= 2,28 \end{aligned} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 2,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 1,57 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 9150 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 640,0 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 857,2 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 199,2 \text{ cm}$$

7.4.6 Prova n. 4 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello pieno (di tipo “A”) n. 4 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alle precedente sezione 7.2.3.1.

Nella figura 7.32 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.33 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidzze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

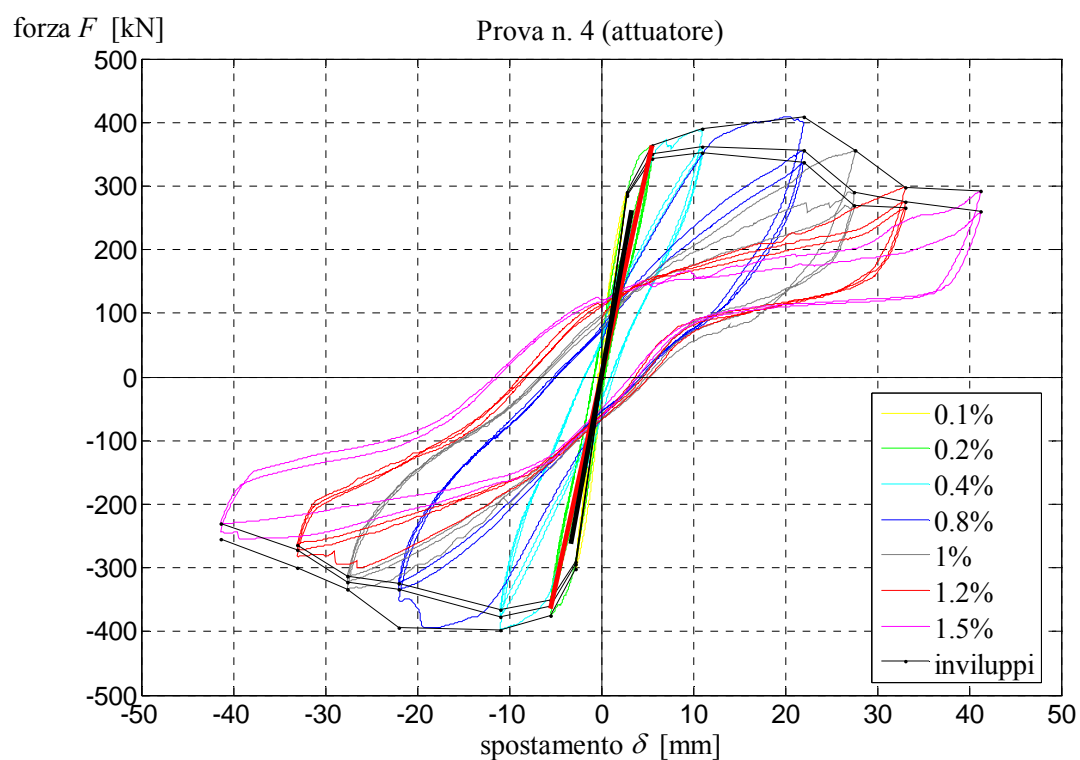


Figura 7.32 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 4)

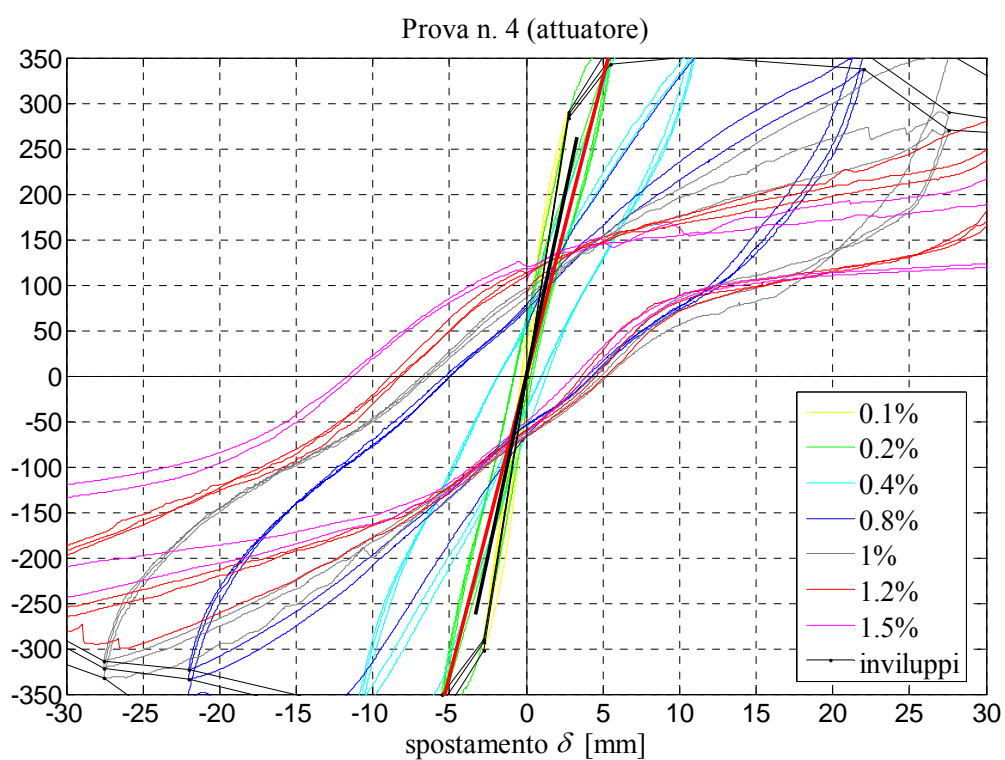


Figura 7.33 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 4)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

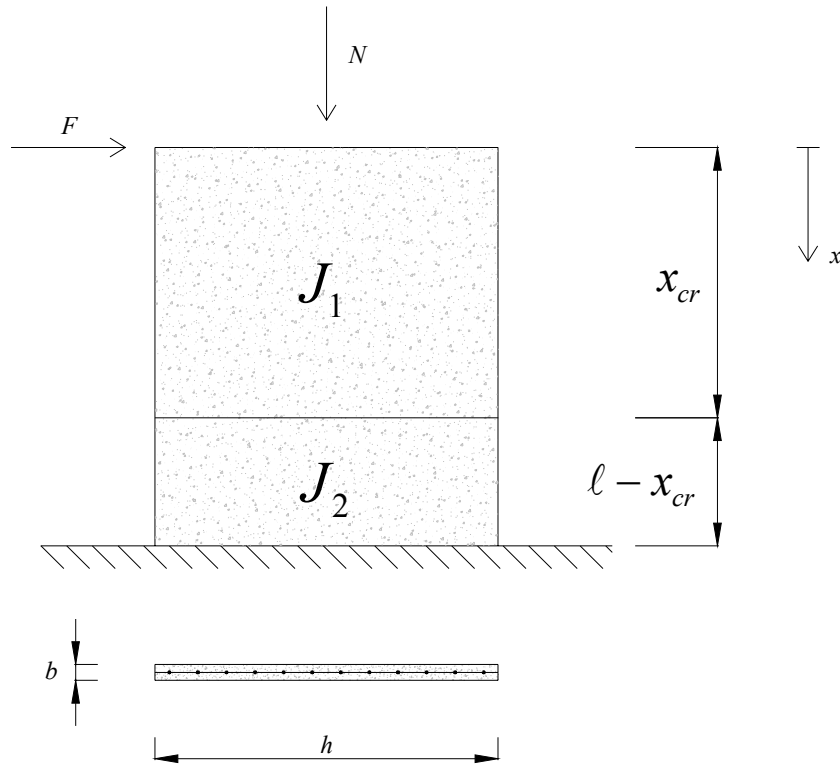


Figura 7.34 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 293,5 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,275 \text{ cm}$$

$$N = 400,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 36,6 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 22728 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 3,25 \\ f_{ctk} &= 2,28 \end{aligned} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 2,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 1,57 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 9220 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 750,0 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 921,5 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 186,6 \text{ cm}$$

7.4.7 Prova n. 5 ($N = 0$, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello pieno (di tipo “A”) n. 5 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alle precedente sezione 7.2.4.1.

Nella figura 7.35 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.36 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidezze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

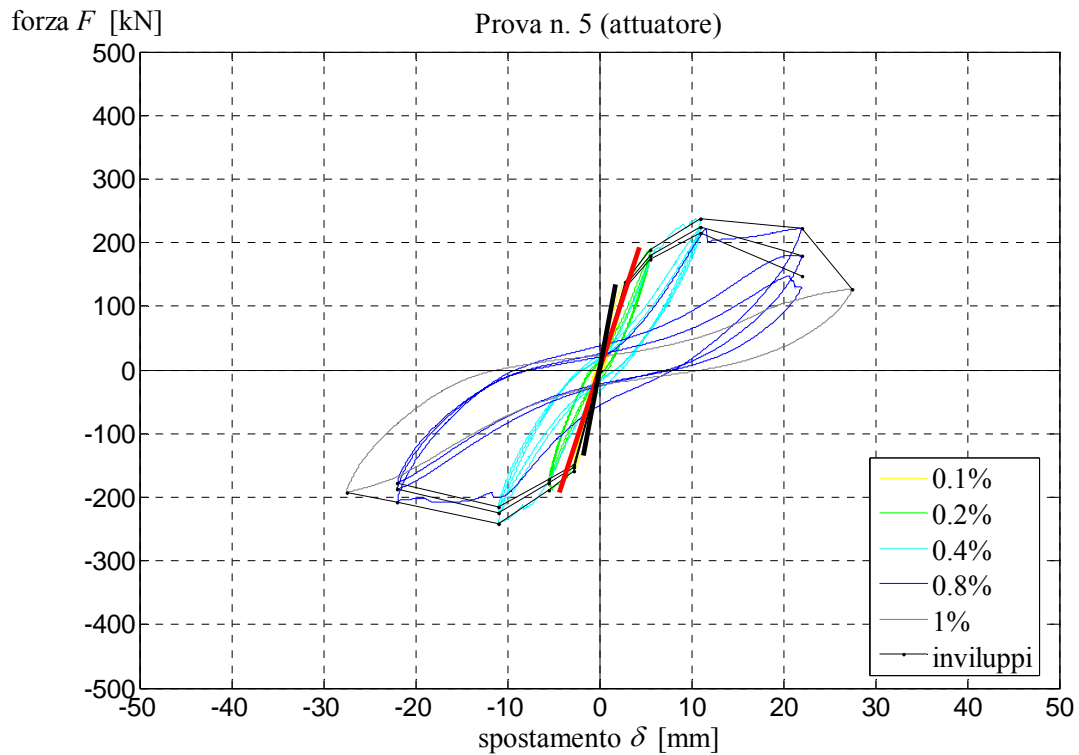


Figura 7.35 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 5)

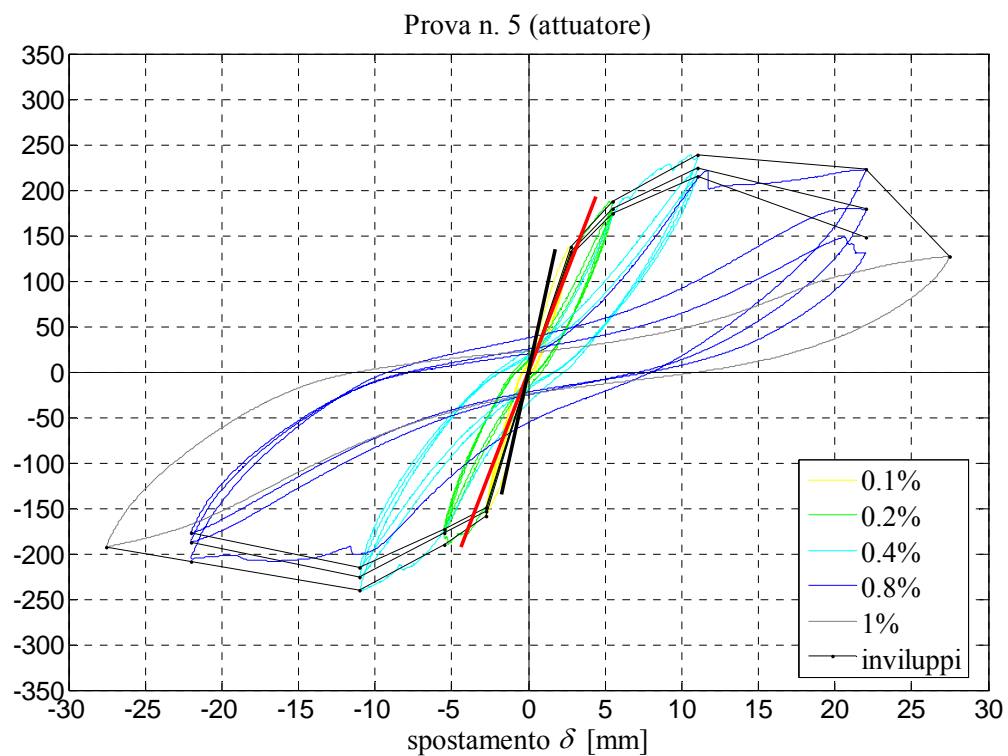


Figura 7.36 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 5)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

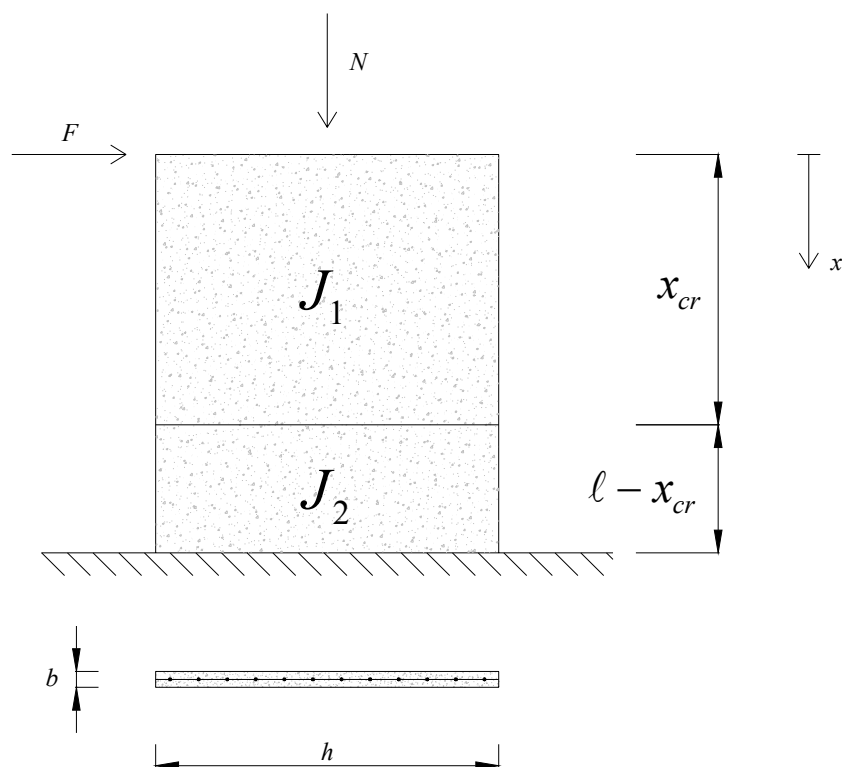


Figura 7.37 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 147,5 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,275 \text{ cm}$$

$$N = 0,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 26,3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 20583 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 2,65 \\ f_{ctk} &= 1,86 \end{aligned} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 2,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 2,388 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 5847 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = \frac{3EJ_2}{\ell^3} = 620,6 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 751,7 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 189,9 \text{ cm}$$

7.4.8 Prova n. 6 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello pieno (di tipo “A”) n. 6 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alla precedente sezione 7.2.5.1.

Nella figura 7.38 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.39 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidezze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

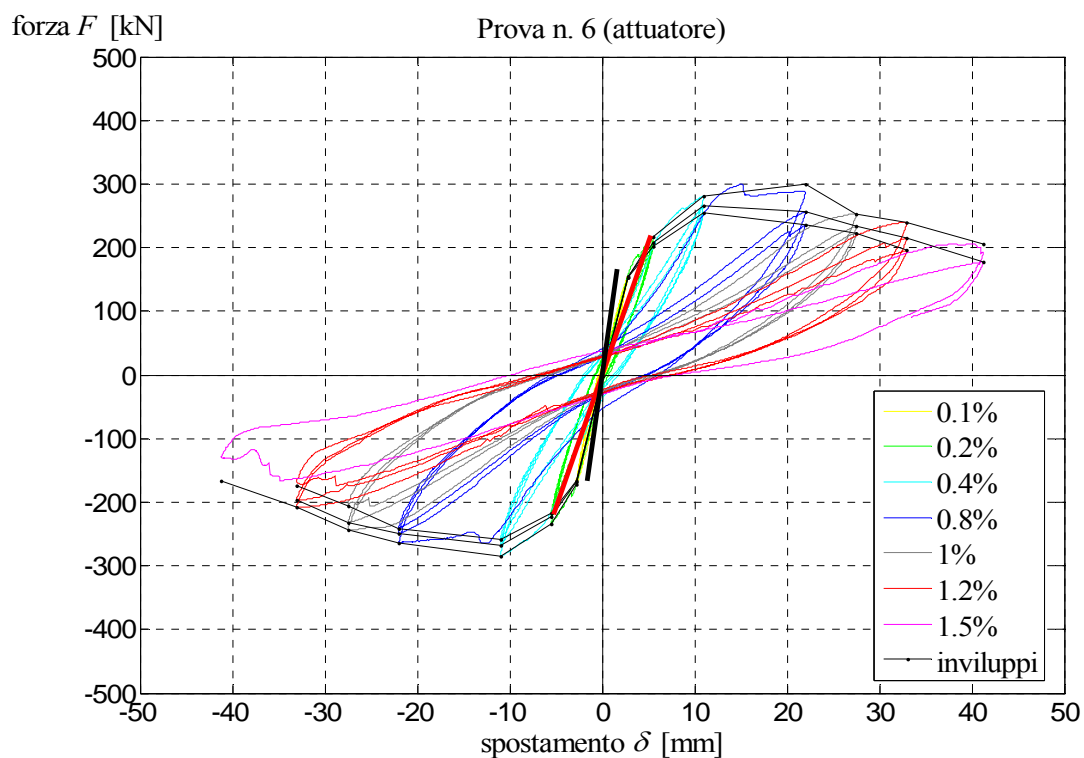


Figura 7.38 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 6)

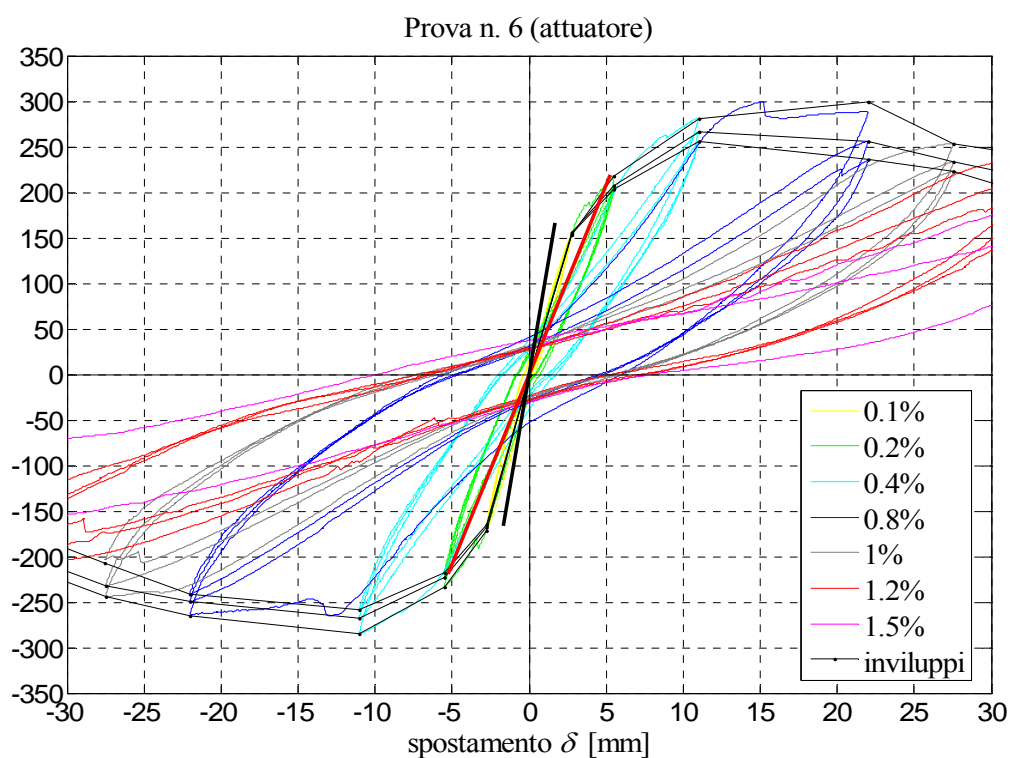


Figura 7.39 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 6)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

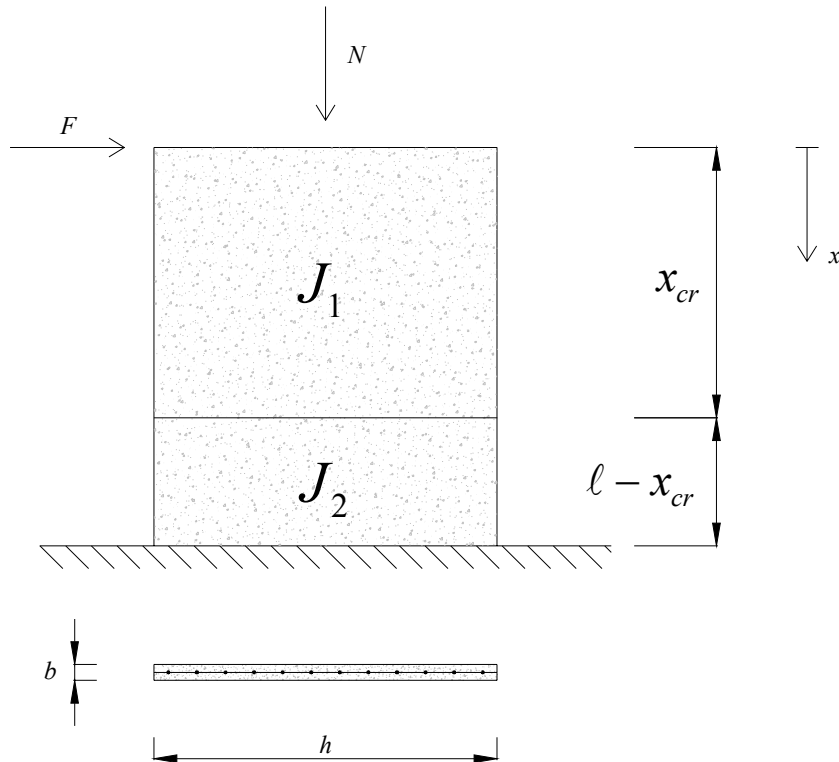


Figura 7.40 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 162,0 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,275 \text{ cm}$$

$$N = 200,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 26,1 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 20536 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,64 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$f_{ctk} = 1,85$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 2,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 2,3169 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 5833 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 600,7 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 1005,3 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 233,4 \text{ cm}$$

7.4.9 Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale della porzione di struttura a due piani ad H (di tipo “C”) n. 8 provata a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alle precedente sezione 7.2.6.1.

Nella figura 7.41 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.42 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidezze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

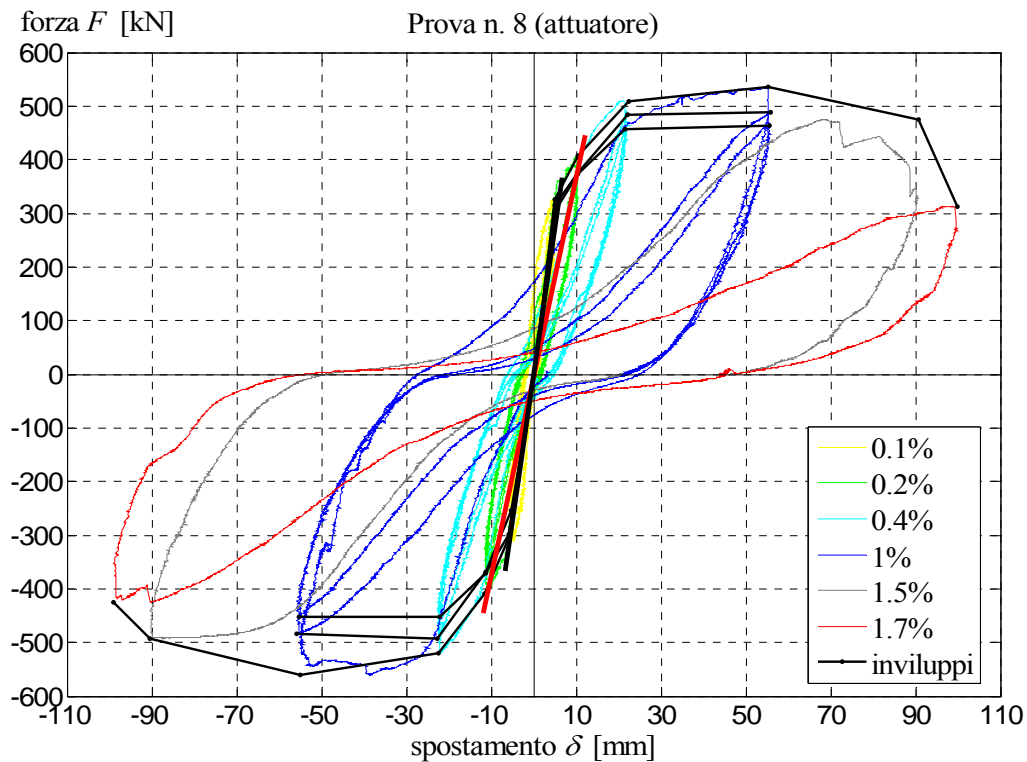


Figura 7.41 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 8)

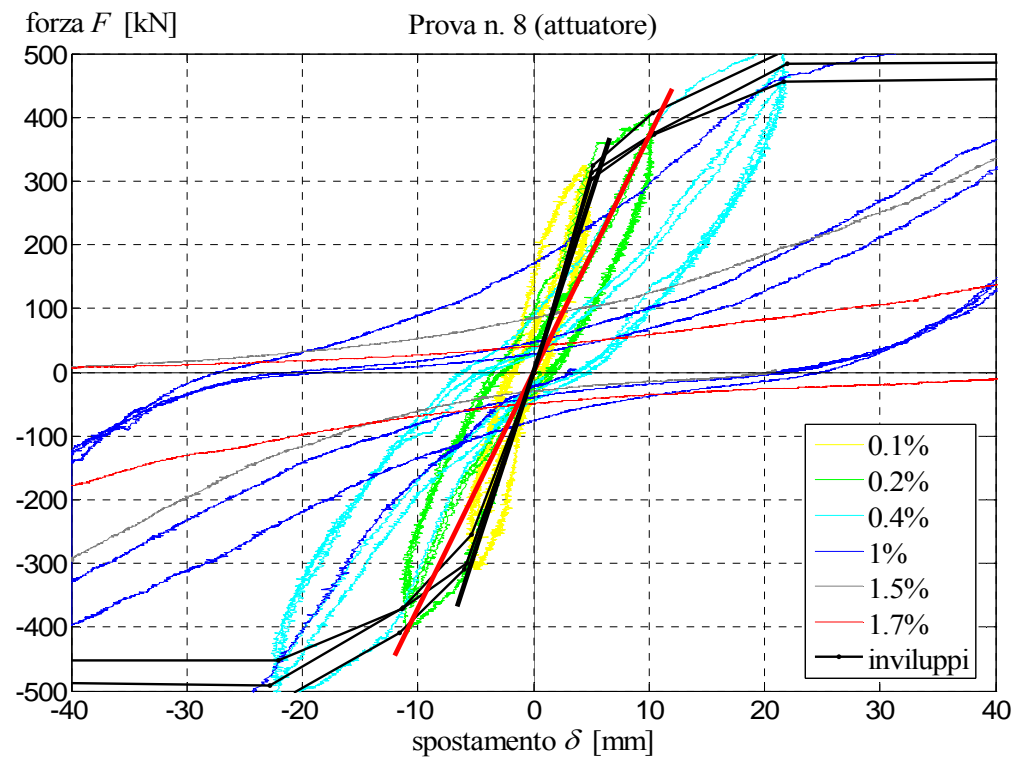


Figura 7.42 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 8)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

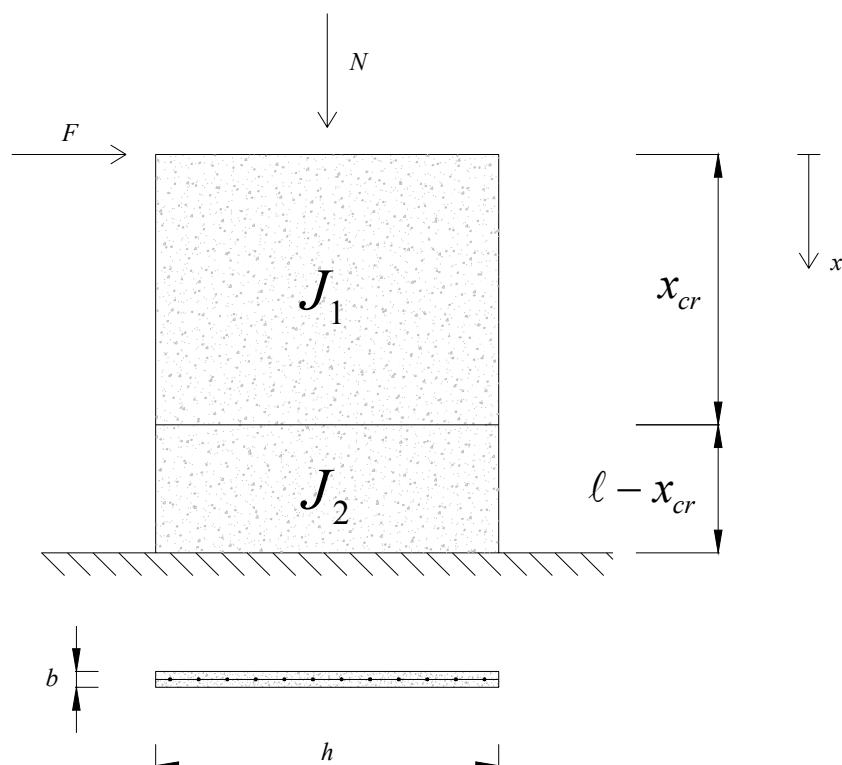


Figura 7.43 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 313,5 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,600 \text{ cm}$$

$$N = 330,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 27,2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 20792 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,71$$

$$f_{ctk} = 1,90 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 15,47 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 9,03 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 6344 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 370,4 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 555,5 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 416,9 \text{ cm}$$

7.4.10 Prova n. 9 ($N = 400$ kN, pannello di tipo “A”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello pieno (di tipo “A”) n. 9 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE di Pavia, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alla precedente sezione 7.2.7.1.

Nella figura 7.44 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.45 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidzze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

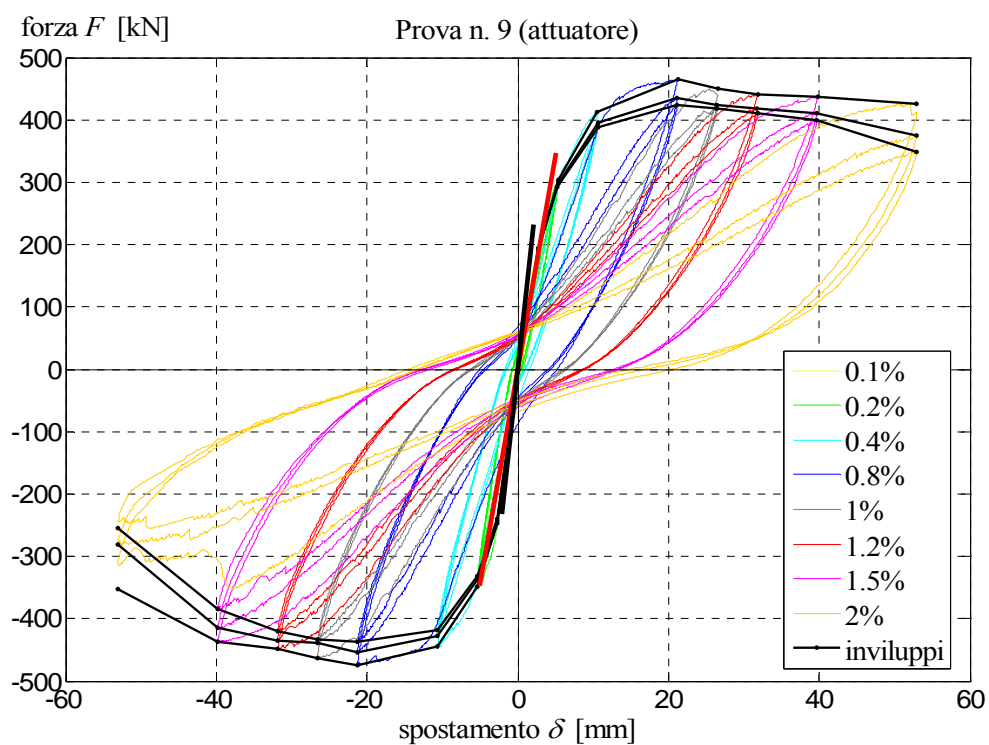


Figura 7.44 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 9)

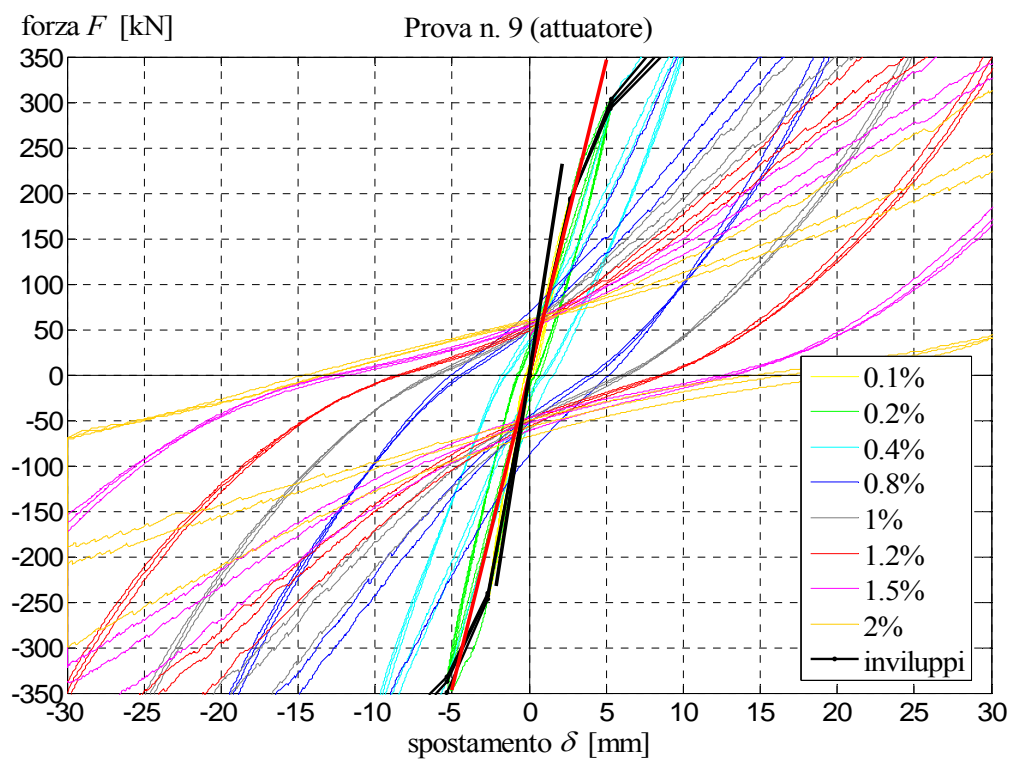


Figura 7.45 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 9)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

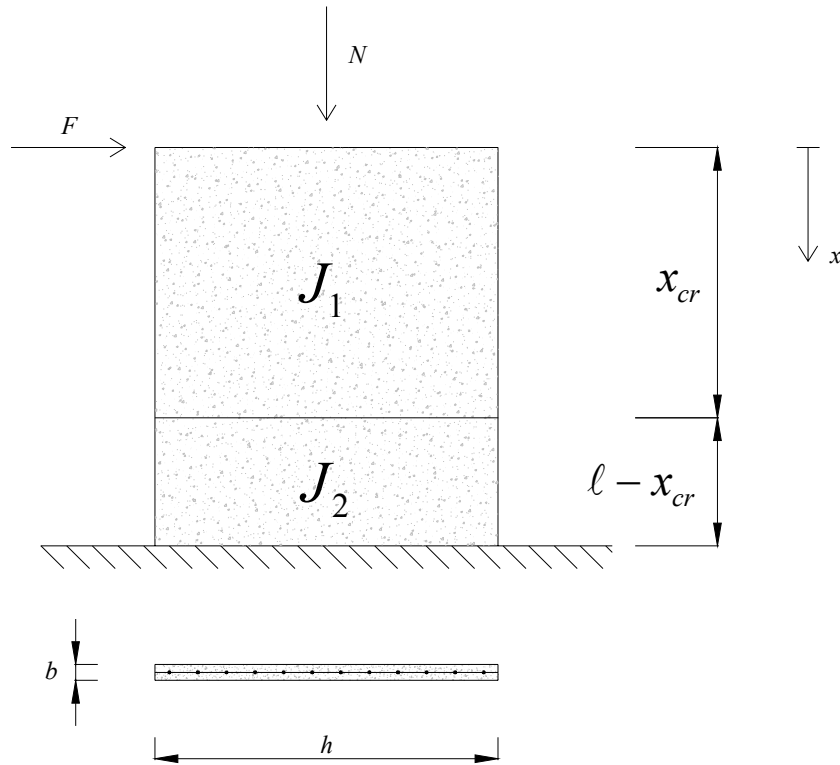


Figura 7.46 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidezza del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 217,5 \text{ kN}$$

$$\delta(0,1\%) = 0,275 \text{ cm}$$

$$N = 400,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 26,1 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 20536 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 2,64 \\ f_{ctk} &= 1,85 \end{aligned} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 2,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 2,392 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 6487 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 689,6 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 1096,0 \text{ kN/cm} \quad x_{cr} = 222,4 \text{ cm}$$

7.4.11 Prova n. 10 ($N = 240$ kN, pannello di tipo “B”)

Questa sezione confronta la rigidezza sperimentale del pannello forato (di tipo “B”) n. 10 provato a rottura presso il Laboratorio EUCENTRE, con le corrispondenti previsioni teoriche. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello, si rimanda alle precedente sezione 7.2.8.1.

Nella figura 7.47 sono riportati:

- i cicli di carico e scarico forza-spostamento ottenuti sperimentalmente per il pannello in esame;
- la rigidezza secante in condizioni totalmente fessurate (linea rossa);
- la rigidezza secante in condizioni parzialmente fessurate (linea nera).

La figura 7.48 mostra uno zoom della figura precedente. Dalle due figure si può notare che le rigidezze calcolate secondo le previsioni teoriche tenuto conto del continuo equivalente sono in perfetto accordo con i primi due cicli di carico e scarico ottenuti sperimentalmente (quelli corrispondenti ad una deformazione pari allo 0,1% ed allo 0,2% rispettivamente), per i quali non si è ancora raggiunto lo “snervamento” del sistema. Si può perciò affermare che per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% il pannello raggiunga una configurazione parzialmente fessurata (come indicato dalla curva nera in figura), mentre per una forza corrispondente alla deformazione pari allo 0,2% il pannello raggiunga già una configurazione totalmente fessurata (curva rossa in figura).

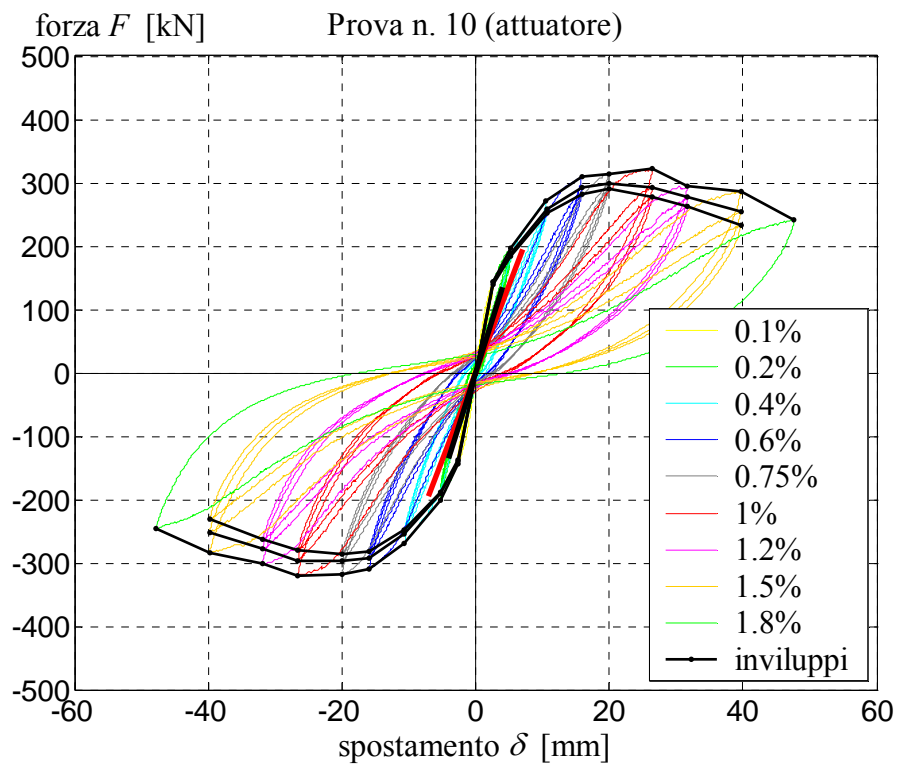


Figura 7.47 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 10)

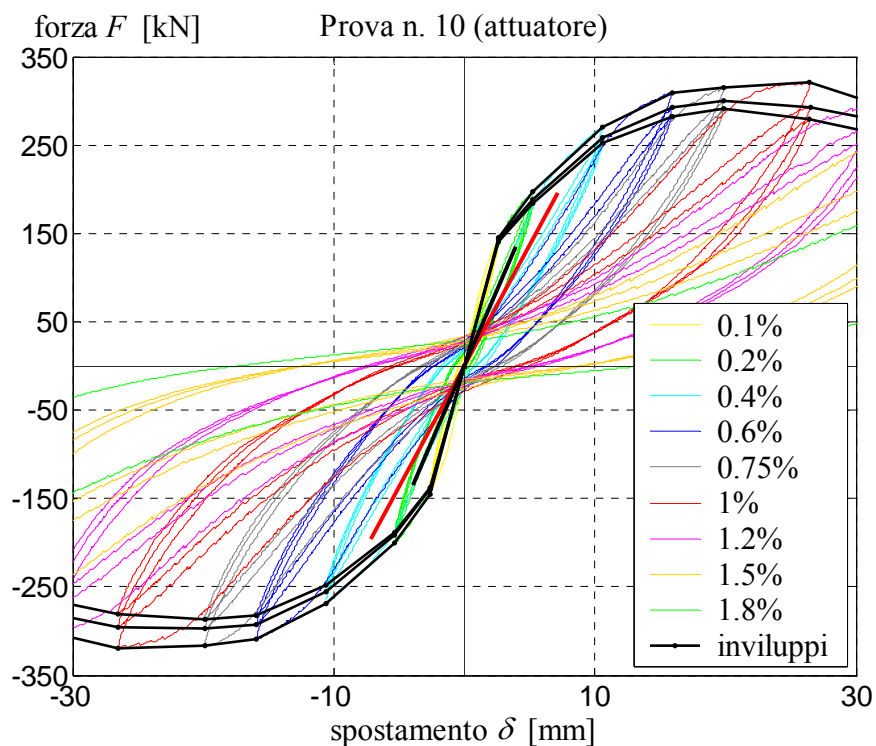


Figura 7.48 Grafico forza applicata – spostamento in sommità del pannello (prova n. 10)

In particolare, con riferimento alla configurazione parzialmente fessurata corrispondente alla deformazione pari allo 0,1% del pannello, i dati utilizzati possono essere riassunti come segue:

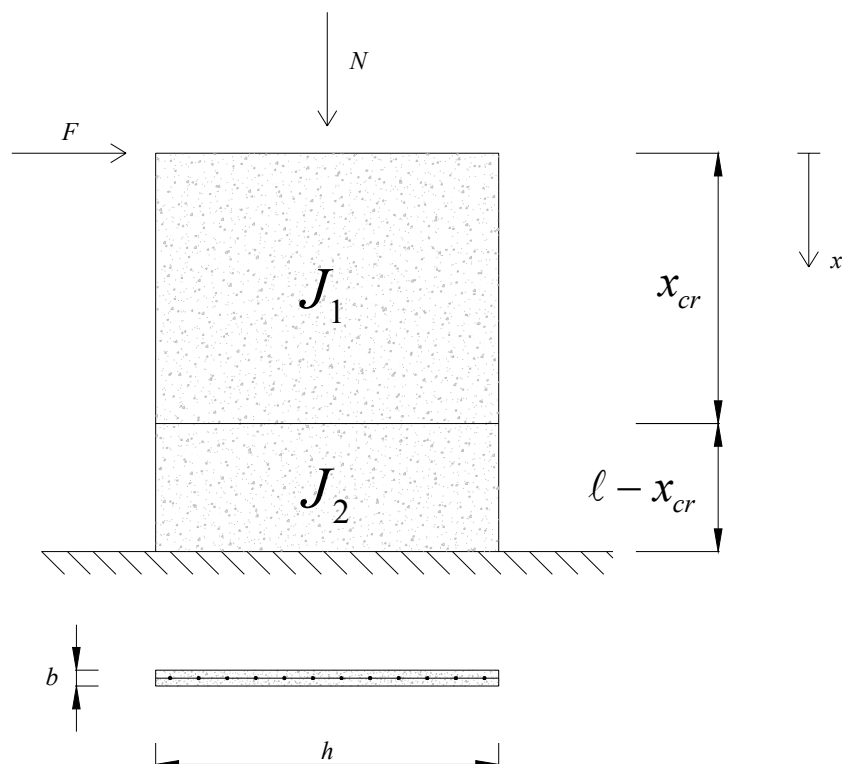


Figura 7.49 Schema di calcolo per la identificazione approssimata della rigidità del pannello in condizioni parzialmente fessurate.

$$F(0,1\%) = 142,5 \text{ kN}$$

$$\delta(0.1\%) = 0,265 \text{ cm}$$

$$N = 240,0 \text{ kN}$$

$$f_{cm} = 26,1 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 20536 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,64$$

$$f_{ctk} = 1,85 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Si sono perciò ottenuti i seguenti risultati analitici:

$$J_1 = 1,67 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 9,46 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 480,5 \text{ kN/cm}$$

$$K_2 = 272,8 \text{ kN/cm}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = 287,4 \text{ kN/cm}$$

$x_{cr} = 100 + 71,3 = 171,3$ cm (per tener conto della rigidezza non nulla del traverso, si aumenta l'altezza x_{cr} di un valore pari alla sua altezza, uguale a 100 cm).

7.5 La Duttilità Cinematica

7.5.1 Note introduttive

Questa sezione confronta la duttilità cinematica, così come valutata sulla base delle prove sperimentali effettuate sui pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero, con la corrispondente previsione teorica ottenuta per i setti continui equivalenti.

Una stima del comportamento dei suddetti pannelli è ottenuta per mezzo delle formule di previsione teorica, così come riportate nel *capitolo 3*. Attraverso una specializzazione delle formule di previsione teorica, si otterrà una simulazione delle prove sperimentali effettuate, la quale verrà infine confrontata con le risultanze sperimentali.

Si definisce “*duttilità cinematica sperimentale i-esima*” il valore della duttilità cinematica ottenuto attraverso l’interpretazione dei dati ottenuti dalla *i-esima* prova sperimentale. I dati sperimentali sono in questo caso costituiti dalla curva “*Forza orizzontale applicata in sommità – Spostamento orizzontale in sommità*”, che per semplicità di esposizione da ora in avanti chiameremo “*curva $F - \delta$* ”. Inoltre, parleremo semplicemente di “spostamenti” facendo riferimento agli spostamenti orizzontali, misurati sulla sommità della struttura o dell’elemento considerato.

Si definisce “*duttilità cinematica teorica i-esima*” il valore della duttilità cinematica ottenuta per mezzo della specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*.

Nel seguito vengono riportate dapprima le previsioni teoriche della duttilità cinematica di setti continui equivalenti, di caratteristiche geometriche e meccaniche assimilabili a quelli provati. Successivamente, viene sintetizzato il procedimento con cui si ottiene la duttilità cinematica sperimentale. Infine, sono riportati per ogni singola prova, i valori della duttilità cinematica sperimentale *i-esima* e della duttilità cinematica teorica *i-esima*.

7.5.2 La previsione teorica della duttilità cinematica di setti continui assimilabili ai pannelli oggetto delle prove sperimentali

7.5.2.1 La previsione teorica della duttilità cinematica di setti continui assimilabili ai pannelli pieni di tipo “A”

Vengono qui sviluppate le previsioni teoriche relative alla duttilità cinematica di setti continui equivalenti. Le previsioni teoriche sono valutate con riferimento agli sviluppi analitici riportati nel *capitolo 3*. I valori dei parametri meccanici dei materiali di base, così come i parametri geometrici, utilizzati nelle previsioni teoriche, sono corrispondenti a pannelli di caratteristiche assimilabili a quelli provati. In particolare, nei calcoli si considerano i valori dei parametri di seguito riportati.

$$\ell = 300 \text{ cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

$$f_y = 5330 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_u = 6310 \text{ daN/cm}^2$$

$$d_{bl} = 16 \text{ mm}$$

Dall'equazione (3.190), la curvatura allo snervamento vale:

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2.0 \frac{f_y}{E_s \cdot h} = 2.0 \frac{5330}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} = 1.692 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Dall'equazione (3.124), la curvatura ultima vale:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} = \frac{0.088}{0.95 \cdot 300} = 3.088 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

La duttilità in termini di curvatura è:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{3.088 \cdot 10^{-4}}{1.692 \cdot 10^{-5}} = 18.25$$

Dall'equazione (3.188), la lunghezza della cerniera plastica vale:

$$\ell_p = k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} = 0.2 (631 / 533 - 1) \cdot 3000 + 0.1 \cdot 3000 + 0.022 \cdot 16 \cdot 533 = 120 + 300 + 188 = 608 \text{ mm}$$

Lo spostamento al limite elastico (eq. 3.192) è:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (\ell + \ell_{sp})^2}{3} = \frac{1.692 \cdot 10^{-5} \cdot (300 + 18.8)^2}{3} = 0.573 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift pari allo 0.2 %. Ciò è in buon accordo con le risultanze sperimentali, le quali mostrano una brusca perdita di rigidezza dei pannelli in corrispondenza di tale quantità.

Lo spostamento ultimo (eq. 3.193):

$$\begin{aligned} \Delta_u = \Delta_y + \Delta_p &= \frac{\phi_y}{3} (\ell + \ell_{sp})^2 + (\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) = \frac{1.692 \cdot 10^{-5}}{3} (300 + 18.8)^2 + \\ &+ (3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right) = 0.573 + 5.118 = 5.691 \text{ cm} \end{aligned}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift pari all'1.9%. Tale valore è una stima dello spostamento ultimo della struttura e risulta superiore allo spostamento di “collasso virtuale” ottenuto nelle prove sperimentali (come di seguito riassunto).

Dalla eq. (3.194) si ottiene:

$$\begin{aligned} \mu_\Delta &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2 \varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

Infine, secondo l'eq. 3.17a riportata in Priestley et al [5], si ottiene lo smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{9.93 - 1}{9.93 \cdot \pi} \right) = 0.177 = 17.7 \%$$

I valori della deformabilità e dello smorzamento viscoso ottenuti a partire dall'aggiornamento delle formule proposto da Priestley et al. [5], vengono di seguito confrontati con quanto desunto dalla interpretazione delle prove sperimentali. La tabella seguente riassume brevemente i valori della deformabilità sperimentale ottenuti dai pannelli pieni “tipo A”:

Tabella 7.15 Confronto fra la duttilità cinematica sperimentale e quella stimata mediante Priestley et al 2007 per i pannelli tipo “A” relativi alla prima tipologia costruttiva.

Prova n.	Spostamento ultimo sperimentale Δ_u [cm]	Duttilità cinematica sperimentale μ_A	Smorzamento viscoso sperimentale ξ [%]
3	4.13	12.9	12.8
4	4.13	13.1	12.2
6	4.13	9.9	11.8
9	5.30	10.7	12.2
Valori medi sperimentali	4.42	11.65	12.3
Valori stimati Priestley et al 2007	5.69	9.93	17.7

Riassumendo, il valore medio sperimentale dello spostamento ultimo con riferimento al “*collasso virtuale*” dei pannelli risulta inferiore al valore stimato dello spostamento ultimo dei pannelli pieni “tipo A”. Tale risultato appare plausibile dato che il “*collasso virtuale*” non corrisponde al collasso reale del pannello ma ne costituisce una stima conservativa, ottenuta a causa dell'interruzione della prova per raggiunti limiti degli attuatori, per riduzione

sostanziale delle resistenze laterali dei pannelli o per evitare eventuali danni alla strumentazione.

Lo scarto fra la duttilità media sperimentale e quella stimata è dell'ordine del 15%, dunque si deduce che le formule di Priestley forniscono una buona stima di tale grandezza fisica.

Il valore stimato dello smorzamento viscoso fornisce, invece, un valore che apparirebbe non conservativo rispetto a quanto ottenuto dalle evidenze sperimentali (+44% rispetto a quanto ottenuto dalle prove).

7.5.2.2 La previsione teorica della duttilità cinematica di setti continui assimilabili ai pannelli pieni di tipo "B"

Nel presente paragrafo si fa riferimento ai pannelli di tipo "B", caratterizzati da due maschi murari separati da un'apertura centrale di dimensione pari a 100x100 cm. Pertanto, viene considerata la sola prova n. 10 in quanto risulta essere l'unica che ha permesso di ottenere un risultato sperimentale privo di meccanismi di rottura indesiderati (nelle prove n. 1 e n. 2, a causa della mancanza delle armature trasversali nei maschi murari ai lati dell'apertura, si è evidenziato prevalentemente un meccanismo di rottura di tipo tagliante). Le caratteristiche geometriche del pannello della prova n. 10 sono di seguito riassunte.

$\ell = 200$ cm (si considerano i due maschi murari incastrati in corrispondenza della sezione di imposta della finestra),

$h = 100$ cm (lunghezza del setto che costituisce ogni maschio murario).

$$f_y = 5330 \text{ daN/cm}^2,$$

$$f_u = 6310 \text{ daN/cm}^2,$$

$$d_{bl} = 16 \text{ mm}$$

Siccome nell'architrave in c.a., nonostante risulti un elemento piuttosto tozzo, non si sono rilevate fessurazioni dovute a meccanismi taglienti, è possibile trattare il pannello come se si trattasse di un portale ad un piano e una campata, con traverso infinitamente rigido. Di conseguenza, il caso da considerare è quello di due maschi murari accoppiati in sommità.

Dall'equazione (3.190), la curvatura allo snervamento vale:

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2.0 \frac{f_y}{E_s \cdot h} = 2.0 \frac{5330}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 100} = 5.076 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Dall'equazione (3.124), la curvatura ultima vale:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} = \frac{0.088}{0.95 \cdot 100} = 9.263 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

La duttilità in termini di curvatura è:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{9.263 \cdot 10^{-4}}{5.076 \cdot 10^{-5}} = 18.25$$

Si noti come, rispetto al pannello di tipo “A”, i valori di curvatura ultima e di snervamento risultano moltiplicati per un fattore 3, mentre la duttilità in termini di curvatura, data dal rapporto fra le due quantità, rimane invariata.

Dall'equazione (3.188), la lunghezza della cerniera plastica vale:

$$\ell_p = k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} = 0.2 (631 / 533 - 1) \cdot 2000 + 0.1 \cdot 1000 + 0.022 \cdot 16 \cdot 533 = 74 + 100 + 188 = 362 \text{ mm}$$

Lo spostamento al limite elastico è:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (\ell + \ell_{sp})^2}{3} = \frac{5.076 \cdot 10^{-5} \cdot (200 + 18.8)^2}{3} = 0.810 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift, calcolato considerando l'altezza dell'intero pannello $\ell = 300 \text{ cm}$, pari a $(0.810/300) \cdot 100 = 0.24 \%$. Ciò è in buon accordo con le risultanze sperimentali, le quali mostrano una brusca perdita di rigidezza dei pannelli in corrispondenza di tale quantità.

Lo spostamento ultimo:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y}{3}(\ell + \ell_{sp})^2 + (\phi_u - \phi_y)\ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) = \frac{5.076 \cdot 10^{-5}}{3}(200 + 18.8)^2 +$$

$$+ (9.263 \cdot 10^{-4} - 5.076 \cdot 10^{-5}) \cdot 36.2 \cdot \left(200 - \frac{36.2}{2} + 18.8 \right) = 0.810 + 6.361 = 7.171 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift, calcolato considerando l'altezza dell'intero pannello $\ell = 300 \text{ cm}$, pari al 2.4%. Tale valore è una stima dello spostamento ultimo della struttura e risulta superiore allo spostamento di “*collasso virtuale*” ottenuto nelle prove sperimentali (come di seguito riassunto).

Dalla eq. (3.194) si ottiene:

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y)\ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h}(\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(9.263 \cdot 10^{-4} - 5.076 \cdot 10^{-5}) \cdot 36.2 \cdot \left(200 - \frac{36.2}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 100}(200 + 18.8)^2}$$

$$= 1 + \frac{6.361}{0.810} = 8.85$$

Infine, dalla eq. 3.17a riportata in Priestley et al [5], si ottiene lo smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{8.85 - 1}{8.85 \cdot \pi} \right) = 0.175 = 17.5 \%$$

I valori della deformabilità e dello smorzamento viscoso ottenuti a partire dall'aggiornamento delle formule proposto da Priestley et al. 2007 [5], vengono di seguito confrontati con quanto desunto dalla interpretazione delle prove sperimentali. La tabella seguente riassume brevemente i valori della deformabilità sperimentale ottenuti dal pannello “tipo B” della prova n. 10:

Tabella 7.16 Confronto fra la duttilità cinematica sperimentale e quella stimata mediante Priestley et al 2007 per i pannelli tipo “B” relativi alla prima tipologia costruttiva.

Prova n.	Spostamento ultimo sperimentale Δ_u [cm]	Duttilità cinematica sperimentale μ_Δ	Smorzamento viscoso sperimentale ξ [%]
10	4.77	9.10	10.6
Valori stimati Priestley et al 2007	7.17	8.85	17.5

Riassumendo, il valore medio sperimentale dello spostamento ultimo con riferimento al “*collasso virtuale*” dei pannelli risulta inferiore al valore stimato dello spostamento ultimo dei pannelli “tipo B”. Tale risultato appare plausibile dato che il “*collasso virtuale*” non corrisponde al collasso reale del pannello ma ne costituisce una stima conservativa, ottenuta a causa dell’interruzione della prova per raggiunti limiti degli attuatori, per riduzione sostanziale delle resistenze laterali dei pannelli o per evitare eventuali danni alla strumentazione.

Lo scarto fra la duttilità media sperimentale e quella stimata è inferiore al 10%, dunque si deduce che le formule di Priestley forniscono una buona stima di tale grandezza fisica.

Il valore stimato dello smorzamento viscoso fornisce, invece, un valore che apparirebbe non conservativo rispetto a quanto ottenuto dalle evidenze sperimentali (+65% rispetto a quanto ottenuto dalle prove).

7.5.2.3 La previsione teorica della duttilità cinematica di setti continui assimilabili ai pannelli pieni di tipo “C”

Nel presente paragrafo si fa riferimento ai pannelli di tipo “C”, costituiti da un sistema di pannelli pieni (di tipo “A”) assemblati in modo da formare una struttura con pianta ad H rappresentativa di una porzione di struttura a due piani. La struttura, alta circa 6 m, si sviluppa in pianta per 2,75 m nella direzione delle ali e 3,50 m nella direzione dell’anima. Pertanto, viene considerato il pannello della prova n. 8, le cui caratteristiche geometriche sono di seguito riassunte.

$$\ell = 600 \text{ cm},$$

$$h = 350 \text{ cm},$$

$$f_y = 5330 \text{ daN/cm}^2,$$

$$f_u = 6310 \text{ daN/cm}^2,$$

$$d_{bl} = 16 \text{ mm}.$$

Dall'equazione (3.191), la curvatura allo snervamento di una parete in c.a. con sezione ad H vale:

$$\phi_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y}{h} = 1.5 \frac{f_y}{E_s \cdot h} = 1.5 \frac{5330}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 350} = 1.088 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Dall'equazione (3.124), la curvatura ultima vale:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} = \frac{0.088}{0.95 \cdot 350} = 2.647 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

La duttilità in termini di curvatura è:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{2.647 \cdot 10^{-4}}{1.088 \cdot 10^{-5}} = 24.33$$

Dall'equazione (3.188), la lunghezza della cerniera plastica vale:

$$\ell_p = k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} = 0.2 (631 / 533 - 1) \cdot 6000 + 0.1 \cdot 3500 + 0.022 \cdot 16 \cdot 533 = 221 + 350 + 188 = 759 \text{ mm}$$

Lo spostamento al limite elastico è:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (\ell + \ell_{sp})^2}{3} = \frac{1.088 \cdot 10^{-5} \cdot (600 + 18.8)^2}{3} = 1.389 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift pari a $(1.389/600) \cdot 100 = 0.23\%$. Ciò è in buon accordo con le risultanze sperimentali, le quali mostrano una brusca perdita di rigidità dei pannelli in corrispondenza di tale quantità.

Lo spostamento ultimo:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y}{3}(\ell + \ell_{sp})^2 + (\phi_u - \phi_y)\ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) = \frac{1.088 \cdot 10^{-5}}{3}(600 + 18.8)^2 +$$

$$+ (2.647 \cdot 10^{-4} - 1.088 \cdot 10^{-5}) \cdot 75.9 \cdot \left(600 - \frac{75.9}{2} + 18.8 \right) = 1.389 + 11.190 = 12.579 \text{ cm}$$

Tale valore corrisponde approssimativamente ad un drift pari al 2.6%. Tale valore è una stima dello spostamento ultimo della struttura e risulta superiore allo spostamento di “*collasso virtuale*” ottenuto nelle prove sperimentali (come di seguito riassunto).

Dalla eq. (3.194) si ottiene:

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y)\ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{1.5\varepsilon_y}{3h}(\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(2.647 \cdot 10^{-4} - 1.088 \cdot 10^{-5}) \cdot 75.9 \cdot \left(600 - \frac{75.9}{2} + 18.8 \right)}{\frac{1.5 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 350}(600 + 18.8)^2}$$

$$= 1 + \frac{11.190}{1.389} = 9.06$$

Infine, dalla eq. 3.17a riportata in Priestley et al [5], si ottiene lo smorzamento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{9.06 - 1}{9.06 \cdot \pi} \right) = 0.176 = 17.6 \%$$

I valori della deformabilità e dello smorzamento viscoso ottenuti a partire dall'aggiornamento delle formule proposto da Priestley et al. 2007 [5], vengono di seguito confrontati con quanto desunto dalla interpretazione delle prove sperimentali. La tabella seguente riassume brevemente i valori della deformabilità sperimentale ottenuti dal pannello “tipo C” della prova n. 8:

Tabella 7.17 Confronto fra la duttilità cinematica sperimentale e quella stimata mediante Priestley et al 2007 per i pannelli tipo “C” relativi alla prima tipologia costruttiva.

Prova n.	Spostamento ultimo sperimentale Δ_u [cm]	Duttilità cinematica sperimentale μ_Δ	Smorzamento viscoso sperimentale ξ [%]
8	9.95	11.45	17.9
Valori stimati Priestley et al 2007	12.58	9.06	17.6

Riassumendo, il valore medio sperimentale dello spostamento ultimo con riferimento al “*collasso virtuale*” dei pannelli risulta inferiore al valore stimato dello spostamento ultimo dei pannelli “tipo C”. Tale risultato appare plausibile dato che il “*collasso virtuale*” non corrisponde al collasso reale del pannello ma ne costituisce una stima conservativa, ottenuta a causa dell’interruzione della prova per raggiunti limiti degli attuatori, per riduzione sostanziale delle resistenze laterali dei pannelli o per evitare eventuali danni alla strumentazione.

Lo scarto fra la duttilità media sperimentale e quella stimata è dell’ordine del 20%, dunque si deduce che le formule di Priestley forniscono una stima conservativa di tale grandezza fisica. Il valore stimato dello smorzamento viscoso fornisce, in questo caso, un valore pressoché identico a quello ottenuto dalle evidenze sperimentali.

7.5.3 La valutazione della duttilità cinematica sperimentale

7.5.3.1 Le modalità di interpretazione delle risultanze sperimentali: generalità

La duttilità cinematica viene calcolata come il rapporto fra lo spostamento in condizioni di rottura e lo spostamento al limite del comportamento elastico lineare:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Pertanto, al fine di interpretare la duttilità cinematica sperimentale sulla base delle risultanze sperimentali, è necessario interpretare i valori di δ_y e δ_u relativi a ciascuna prova, ottenendoli cioè dalle “*curve F – δ* ”. Tali grandezze fisiche vengono ottenute come segue:

- lo spostamento del pannello in condizioni di rottura δ_u è considerato corrispondente allo spostamento orizzontale massimo δ_{MAX} , misurato in sommità, rilevato sperimentalmente; si noti che tale quantità corrisponde al già definito “*collasso virtuale*”. Pertanto, lo spostamento così definito costituisce una stima conservativa dello spostamento ultimo “**reale**”, in quanto il “*collasso virtuale*”, come già detto, costituisce una stima conservativa del collasso “*reale*” del pannello.
 - lo spostamento del pannello al limite del comportamento elastico lineare δ_y è definito a partire da una schematizzazione bilineare (elastica – perfettamente plastica) delle “*curve F – δ* ”. Tale schematizzazione appare la più opportuna al fine di riassumere il comportamento dinamico dei pannelli provati cogliendo il punto in cui la curva $F - \delta$ perde di linearità e, allo stesso tempo, per ottenere un sistema meccanico il quale mantenga la medesima quantità di energia assorbita (equivalenza delle aree sottese). Tale schematizzazione è quella più utilizzata in letteratura; in particolare viene proposta nelle FEMA statunitensi e nella OPCM 3431 italiana.
-

Stante la ciclicità dei carichi orizzontali applicati nelle prove condotte, la schematizzazione di tali caratteristiche in un sistema bilineare è stata condotta con riferimento ai singoli involuppi dei cicli di carico stessi, come di seguito descritto.

Come già detto, i carichi orizzontali sono stati applicati per mezzo di un attuatore posto in corrispondenza della sommità dei pannelli, capace di applicare forze orizzontali in entrambi i versi; nei due casi, parleremo di “attuatore in compressione” e di “attuatore in trazione”. Per ogni prova, i carichi orizzontali sono stati applicati in maniera ciclica, con riferimento ad un certo numero di Interstory Drift (ID) prestabiliti. Per ogni fissato ID si sono effettuati 3 cicli di carico completi (con attuatore in compressione ed in trazione). Di conseguenza, in ogni prova è possibile identificare 3 involuppi, corrispondenti all’insieme delle coppie “ $F - \delta$ ”, misurate in corrispondenza degli ID fissati, per ognuno dei 3 cicli di carico effettuati. Considerando separatamente il comportamento del pannello con applicazione del carico orizzontale mediante attuatore in compressione ed in trazione, i suddetti involuppi diventano 6. E’ possibile quindi ottenere 6 curve bilineari e, conseguentemente, 6 coppie (δ_y, δ_u) . Infine, si ottengono 6 valori di μ .

Si definisce “*duttilità cinematica sperimentale i-esima*” il valore medio dei 6 ottenuti dalla interpretazione della curva $F - \delta$, così come sopra descritto.

La “*duttilità cinematica sperimentale i-esima*” è la grandezza che riassume il comportamento sismico dell’i-esimo pannello provato e costituisce quindi una rappresentazione della risultanza sperimentale.

7.5.3.2 Le modalità di interpretazione delle risultanze sperimentali: considerazioni di dettaglio

Quali sono i diagrammi di riferimento

Si riportano, a titolo di esempio, i risultati sperimentali relativi ai cicli di carico più gli involuppi di una delle prove sperimentali (figura 7.50).

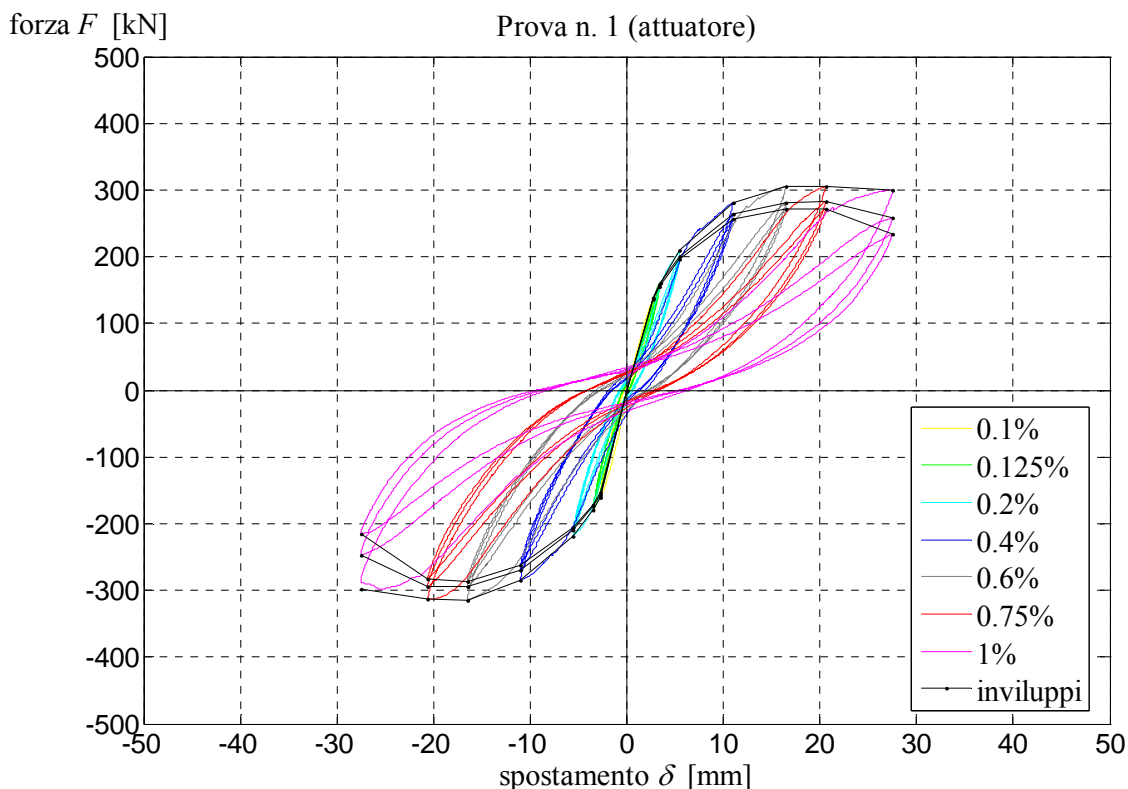


Figura 7.50 Esempio di involucro forza-spostamento di riferimento

Nel grafico è riportato in ascissa lo spostamento orizzontale registrato alla sommità del pannello ed in ordinata la forza applicata dall'attuatore; per una maggiore leggibilità del grafico si è utilizzato un colore diverso per ogni drift. Inoltre sono state tracciate in nero le curve interpolanti i punti di massima forza resistente per ognuno dei 3 cicli di prova dei drift, ottenendo così una curva interpolante superiore, una intermedia ed una inferiore. Proprio da questi 3 involuppi (che diventano 6 se si considera separatamente il comportamento a compressione e a trazione del pannello) è possibile ottenere i valori degli spostamenti convenzionali necessari alla determinazione della duttilità cinematica (vedi figura esemplificativa sottostante).

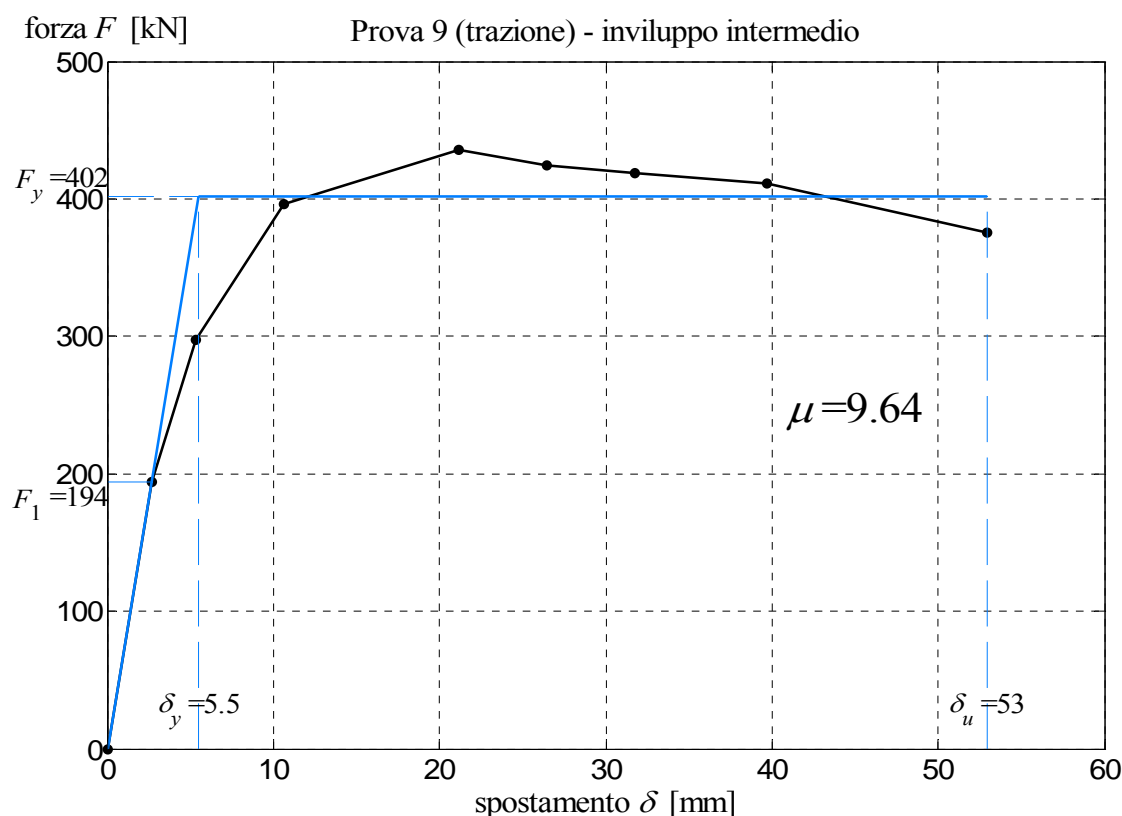


Figura 7.51 Esempio di determinazione di δ_y e δ_u dagli inviluppi di riferimento

La schematizzazione bilineare

Per quanto riguarda la valutazione del parametro δ_y sulla base di dati sperimentali la curva bilineare elastica-perfettamente plastica viene ottenuta come segue:

- primo tratto relativo al comportamento elastico della struttura ad andamento lineare crescente con inclinazione (e quindi rigidezza) pari a quella reale del pannello durante i primi cicli di carico relativi al primo drift impresso.
- secondo tratto relativo al comportamento plastico della struttura ad andamento lineare costante ottenuto tramite l'equivalenza dell'area del sistema idealizzato a quello reale.
- punto di incrocio fra i due tratti, a cui corrispondono il taglio totale F_y (in ordinata) e lo spostamento δ_y (in ascissa); lo spostamento del pannello in condizioni di rottura δ_u è considerato corrispondente “*collasso virtuale*”, come già descritto.

Per quanto riguarda l'equivalenza delle aree si è presa a riferimento la schematizzazione prevista dalla Ordinanza P.C.M. 3431, come indicato nella Figura 7.52.

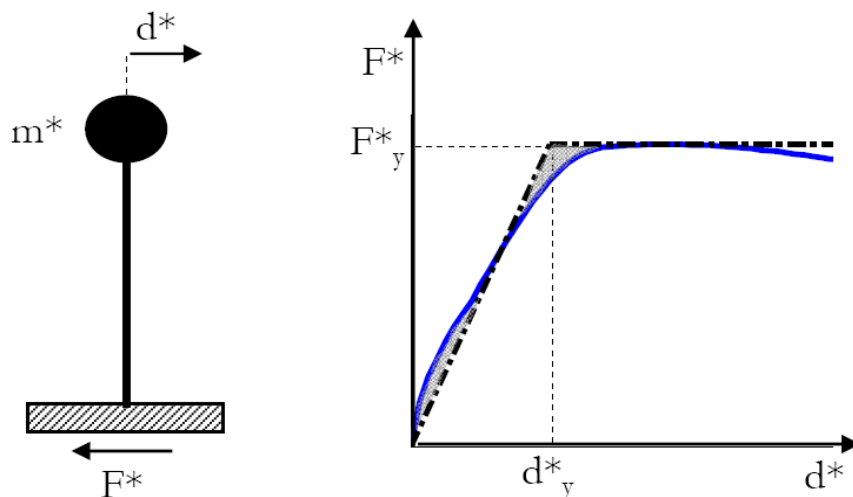


Figura 7.52 Diagramma bilineare equivalente proposto dalla O.P.C.M.3431

Nell'OPCM 3431 si legge: “il metodo, noto il legame forza-spostamento generalizzato fra la risultante delle forze applicate e lo spostamento di un “punto di controllo”, prevede la determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bilineare equivalente”.

Nel dettaglio, noto sperimentalmente il suddetto legame forza-spostamento e considerando con buona approssimazione i pannelli analizzati sistemi ad un grado di libertà, l'Ordinanza indica le coordinate del punto di snervamento del sistema equivalente come:

- $F_y^* = \frac{F_{MAX}}{\Gamma}$ dove F_{MAX} è la resistenza massima del sistema e Γ è un “coefficiente di partecipazione” pari ad 1 nel caso di sistemi ad un grado di libertà;
- $d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$ dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree come indicato nella Figura 7.52.

Da questa rappresentazione grafica resta però poco chiaro quali aree considerare nell'equivalenza, cioè, con riferimento alla Figura 7.53, non si capisce se questa vada effettuata considerando l'equazione $A_1=A_2$ oppure $A_1=A_2+A_3$; ancora meno chiaro sarebbe se F_y^* non coincidesse con F_{MAX} della curva di pushover.

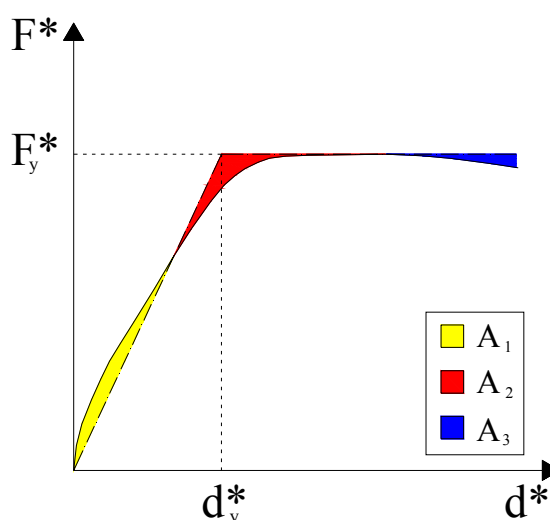


Figura 7.53 Schematizzazione dell'equivalenza fra aree proposta dal'O.P.C.M 3431

A questo proposito si è condotta un'analisi topologica sull'Eurocodice 8 e sulla normativa Statunitense; il riferimento più chiaro a proposito di bilinearizzazione tramite equivalenza delle aree si è rintracciato sulla FEMA 356/November 2000 - *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*: “The nonlinear force-displacement relationship between base shear and displacement of the control node shall be replaced with an idealized relationship [...] as shown in Figure 3-1 (7.54). This relationship shall be bilinear, with initial slope K_e and post-yield slope α . Line segments on the idealized force-displacement curve shall be located using an iterative graphical procedure that approximately balances the area above and below the curve.”

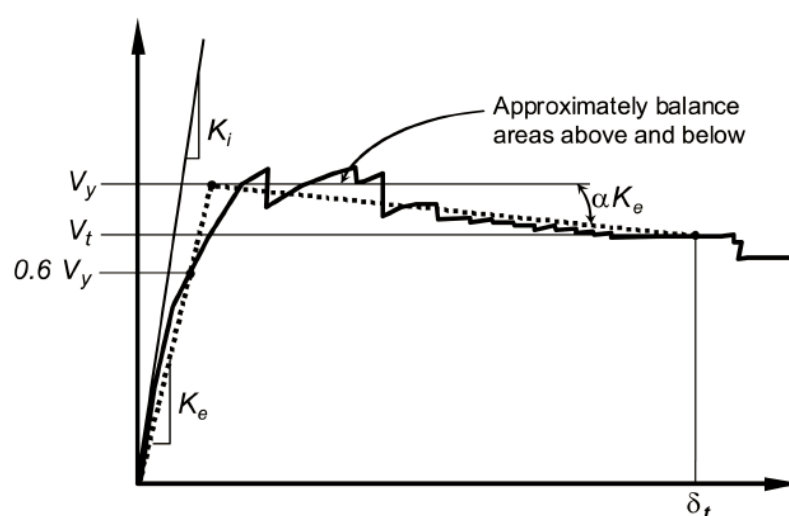


Figura 7.54 Idealized Force-Displacement Curve

Rimane quindi evidente che nell'equazione di equivalenza è opportuno considerare tutte le aree al di sopra e al di sotto della curva bilineare idealizzata fino a δ_u . Quindi, ancora con riferimento alla Figura 7.53, l'equazione di equilibrio per ricavare d_y^* è dunque $A_1=A_2+A_3$.

Si noti che con questo tipo di bilinearizzazione, cioè fissando la rigidità iniziale e calcolando il secondo ramo della bilineare tramite l'equivalenza delle aree, la forza al limite elastico F_y risulta inferiore della forza massima sviluppata nel ciclo F_{MAX} di carico effettivo. Si definisce allora un fattore riduttivo ρ della forza massima dato dal rapporto fra questi due valori:

$$\rho = \frac{F_y}{F_{MAX}}$$

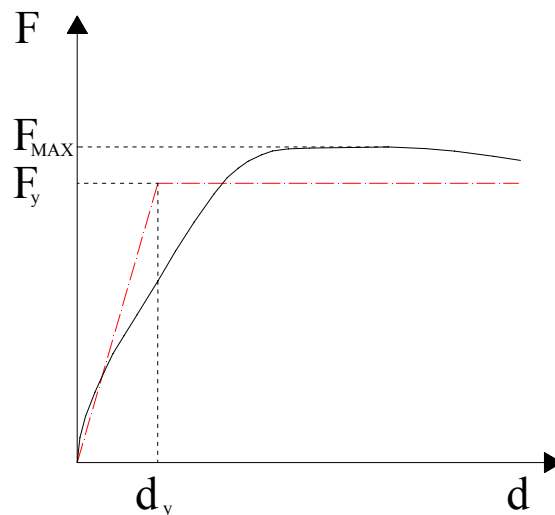


Figura 7.55 Schematizzazione dell'equivalenza fra aree con fattore riduttivo della forza massima.

7.5.4 La valutazione della capacità duttile dei pannelli

Questa sezione riporta, per ognuna delle prove sperimentali effettuate, le risultanze sperimentali, espresse in termini di curve $F - \delta$ ed in termini di “*duttilità cinematica sperimentale*”, ricavata dalle suddette curve così come descritto nei paragrafi precedenti.

Per alcune prove sperimentali sono riportate solamente 4 curve inviluppo (anziché 6, come precedentemente descritto), relative ai primi due cicli di carico. Questo perché, al fine di limitare i rischi di danneggiare la strumentazione di prova, per gli Interstory Drift più elevati talvolta si è scelto, nel corso della prova stessa, di effettuare solamente due cicli di carico. A seguito di ciò, essendo le curve inviluppo relative al terzo ciclo di carico non “complete” (mancanti cioè di alcuni punti), si è scelto per tali prove di determinare la duttilità cinematica sperimentale facendo riferimento ai soli cicli “completi”.

NOTA: Le prove 1 e 2 non sono riportate in quanto si riferiscono a pannelli sprovvisti di armatura orizzontale, per le quali si è ottenuto collasso strutturale di tipo tagliente (si vedano le sezioni 6.4.2 e 6.4.3), risultato non rilevante per le finalità della presente ricerca. La prova 7 non è riportata in quanto si riferisce alla resistenza a taglio delle lunette, descritta nella sezione 7.7.

7.5.4.1 Prova n. 3 ($N = 200$ kN, pannello di tipo “A”)

Dalla prova n. 3, effettuata su un pannello pieno di tipo A, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento (sono indicati con diversi colori i diversi gli ID ed in nero le curve interpolanti gli inviluppi inferiore, intermedio e superiore):

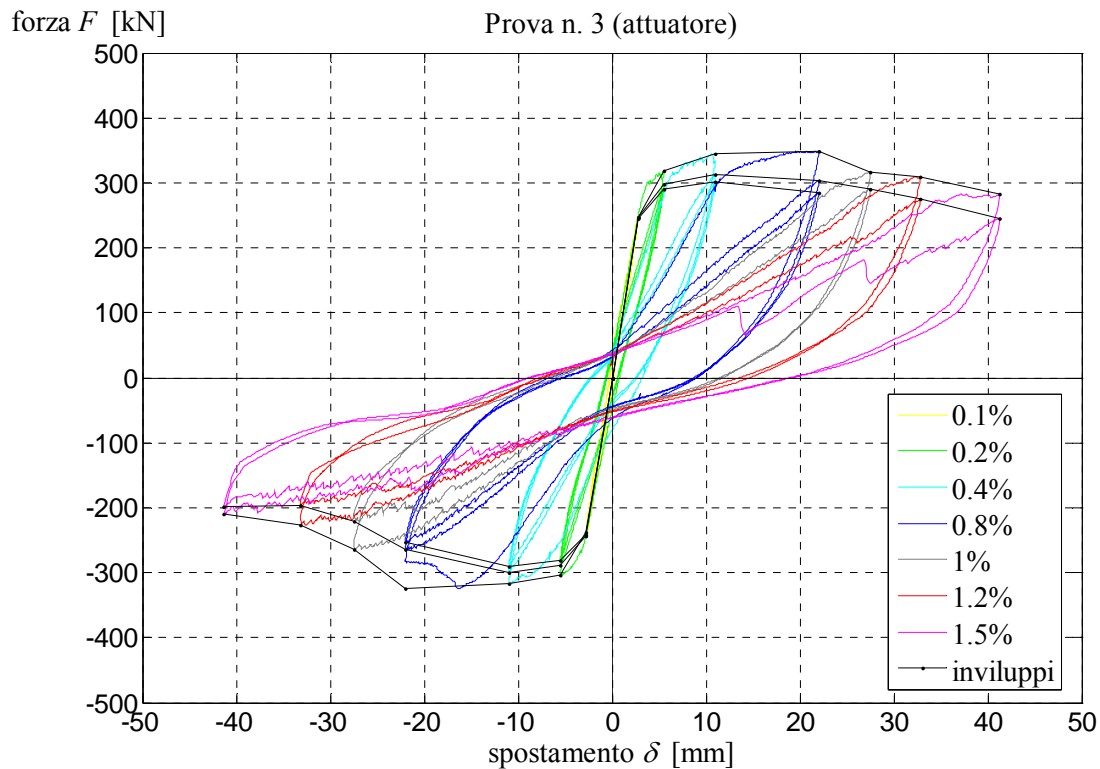


Figura 7.56 Curva $F - \delta$ della prova n. 3, con le rispettive curve involucro.

Isolando dal diagramma le curve di involucro, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute quattro curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva involucro la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

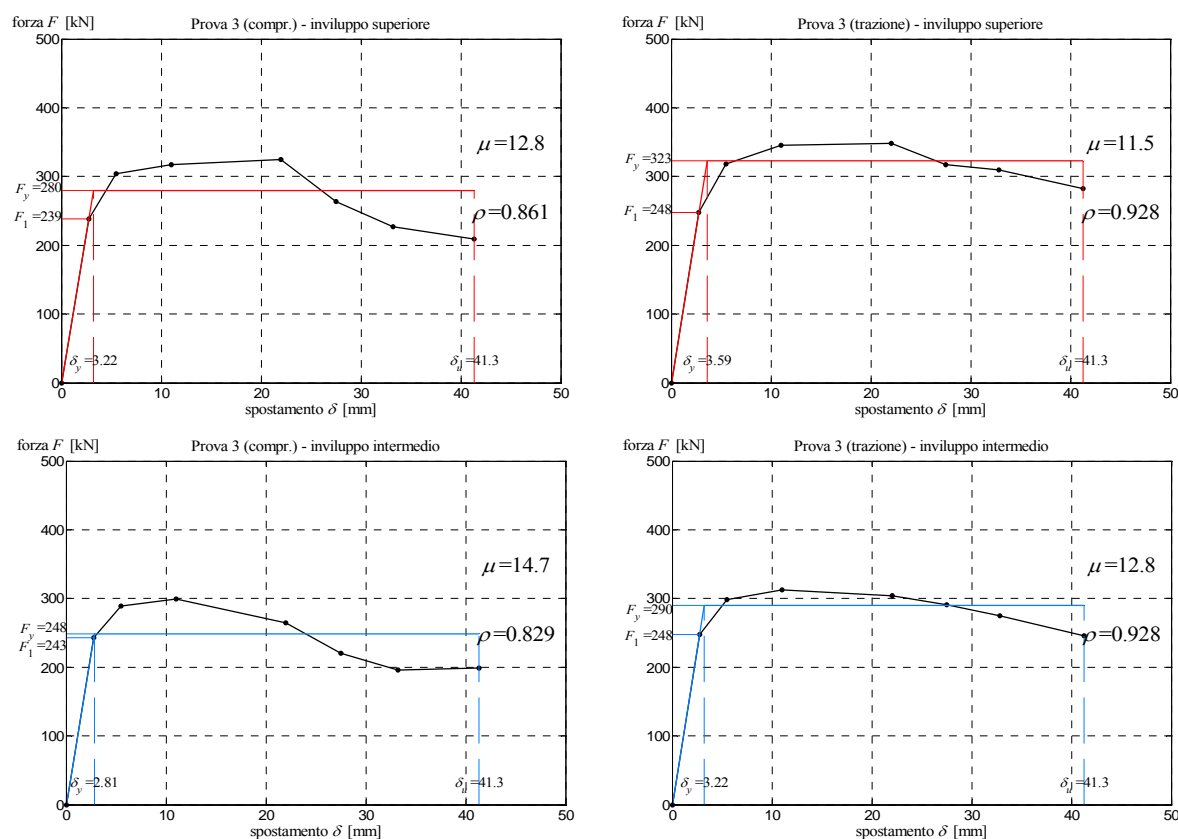


Figura 7.57 Curve involucro relative ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

Si è infine calcolata la media delle interpolazioni con la relativa bilineare da cui ricavare il valore medio della duttilità cinematica μ ; la curva di interpolazione media è stata rappresentata nei grafici seguenti in grassetto, mentre la bilinearizzazione da questa ricavata in blu grassetto:

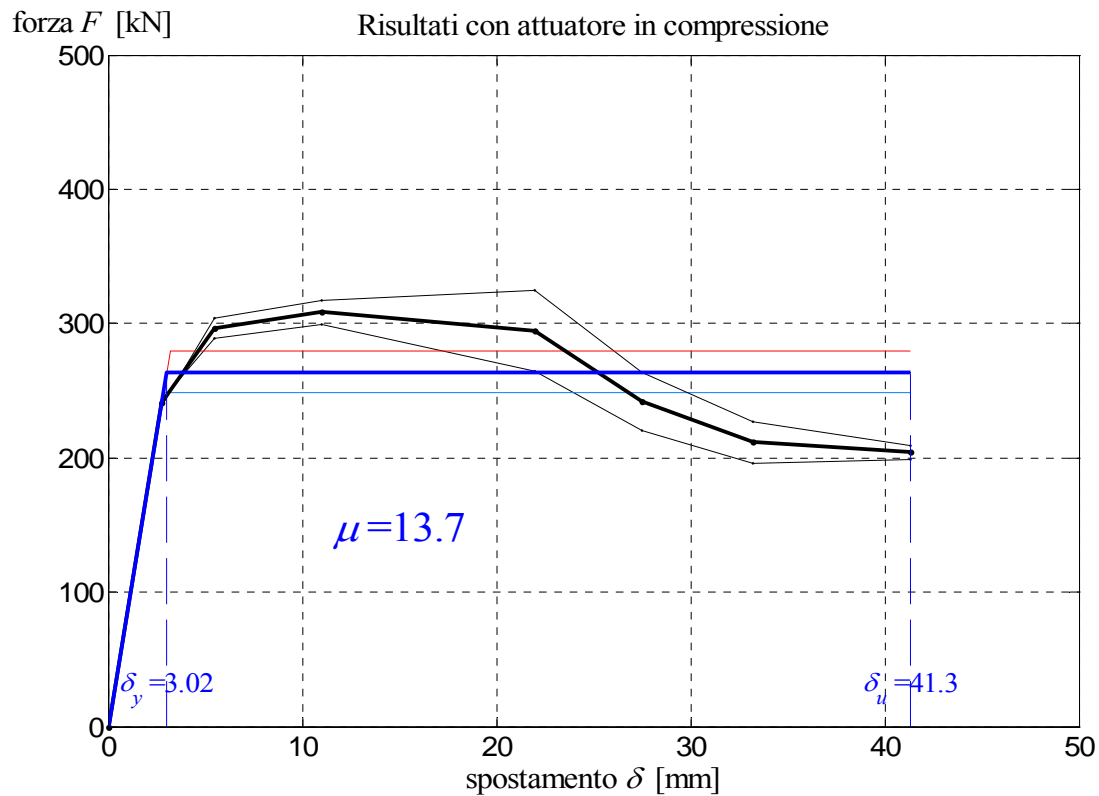


Figura 7.58 Curva involucro media relativa ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in compressione, più la relativa bilinearizzazione.

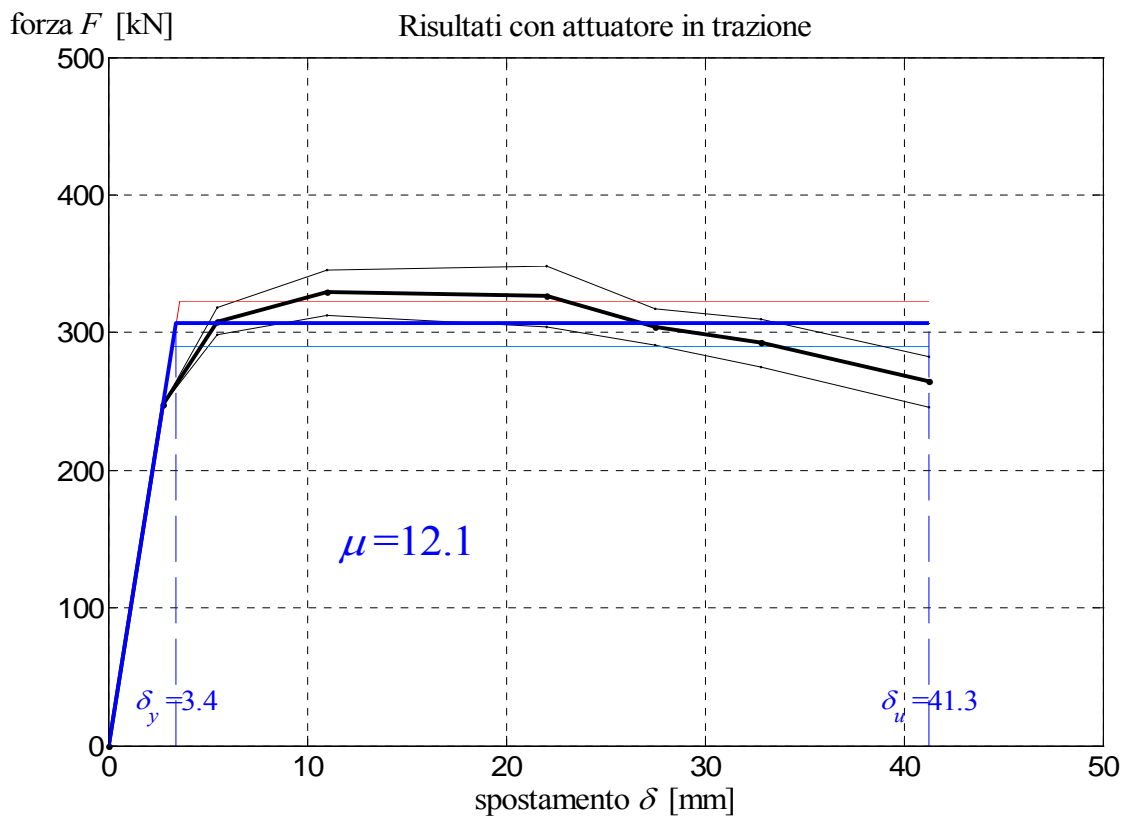


Figura 7.59 Curva involucro media relativa ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione, più la relativa bilinearizzazione.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involuppo:

$$\mu = \frac{13.7 + 12.1}{2} = 12.9$$

$$\delta_u = 41.3 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

7.5.4.2 Prova n. 4 ($N = 400 \text{ kN}$, pannello di tipo “A”)

Dalla prova n. 4, effettuata su un pannello pieno di tipo A, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

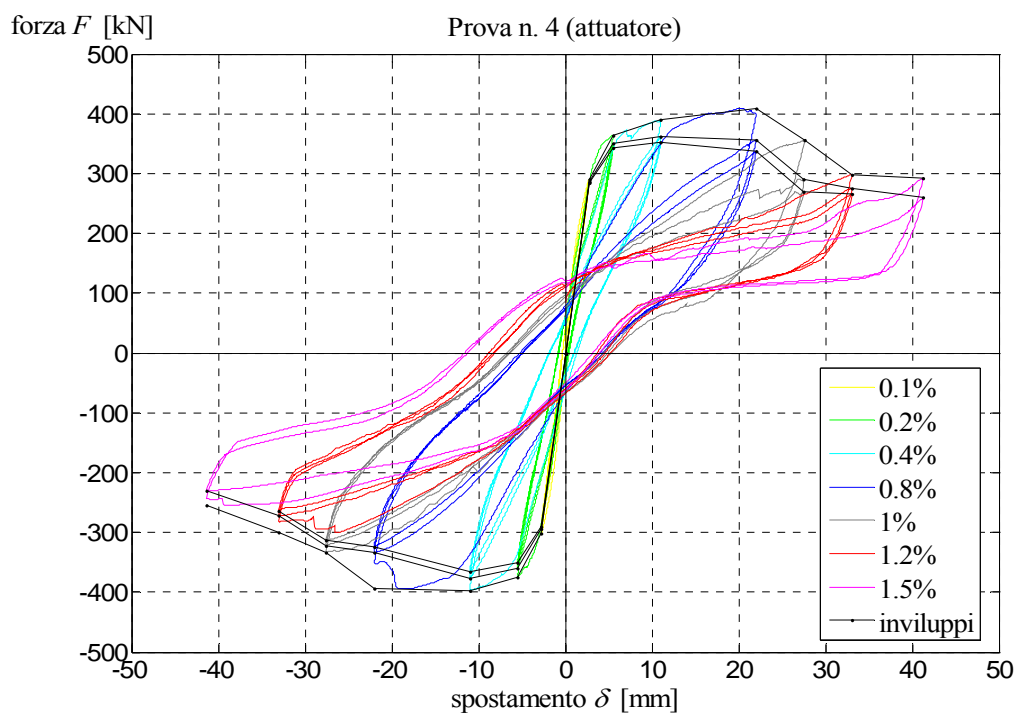


Figura 7.60 Curva $F - \delta$ della prova n. 4, con le rispettive curve involucro.

Isolando dal diagramma le curve di involucro, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute quattro curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva involucro la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

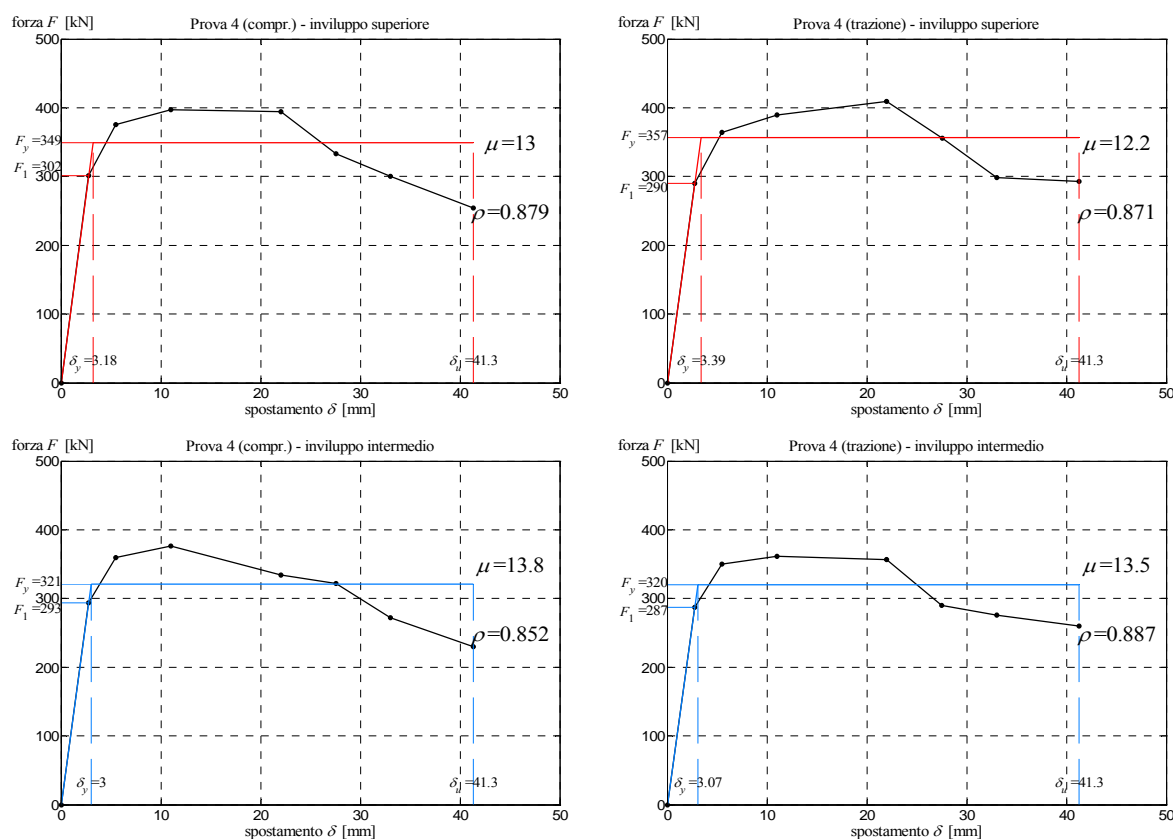


Figura 7.61 Curve involucro relative ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

Si è infine calcolata la media delle interpolazioni con la relativa bilineare da cui ricavare il valore medio della duttilità cinematica μ ; la curva di interpolazione media è stata rappresentata nei grafici seguenti in grassetto, mentre la bilinearizzazione da questa ricavata in blu grassetto:

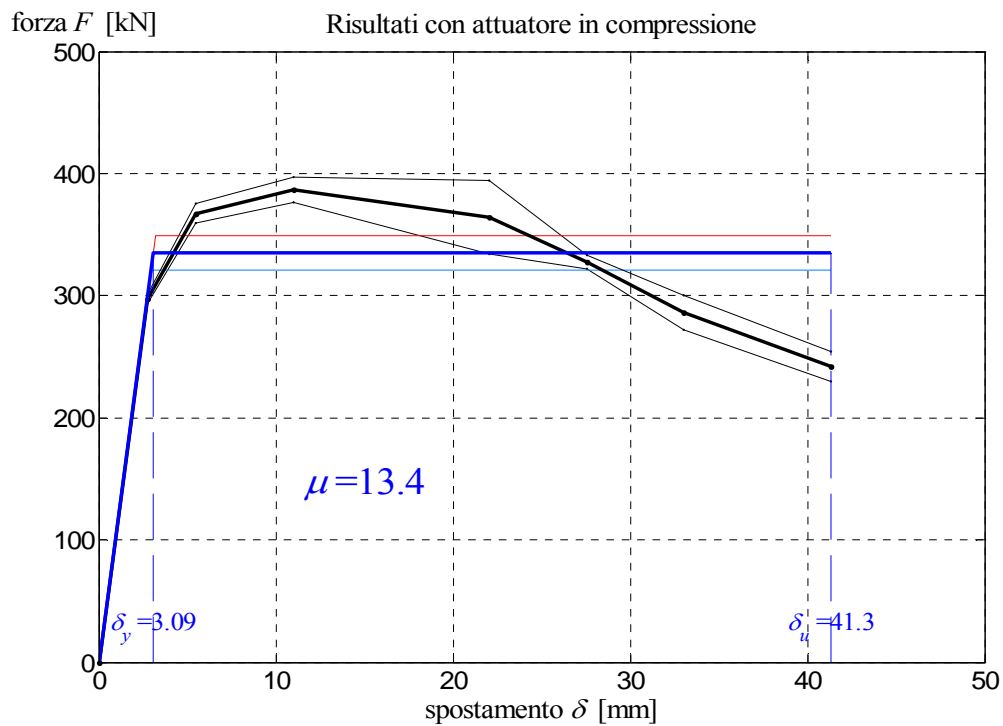


Figura 7.62 Curva involucro media relativa ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in compressione, più la relativa bilinearizzazione.

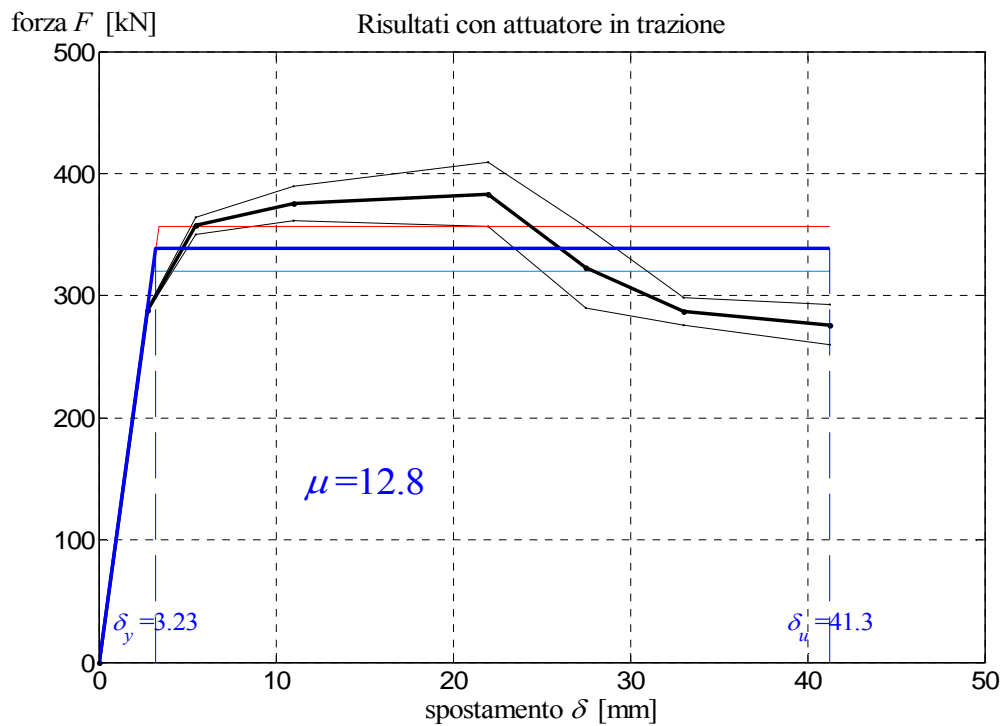


Figura 7.63 Curva involucro media relativa ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione, più la relativa bilinearizzazione.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{13.4 + 12.8}{2} = 13.1$$

$$\delta_u = 41.3 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

7.5.4.3 Prova n. 5 ($N = 0$, pannello di tipo “A”)

Dalla prova n. 5, effettuata su un pannello pieno di tipo A, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

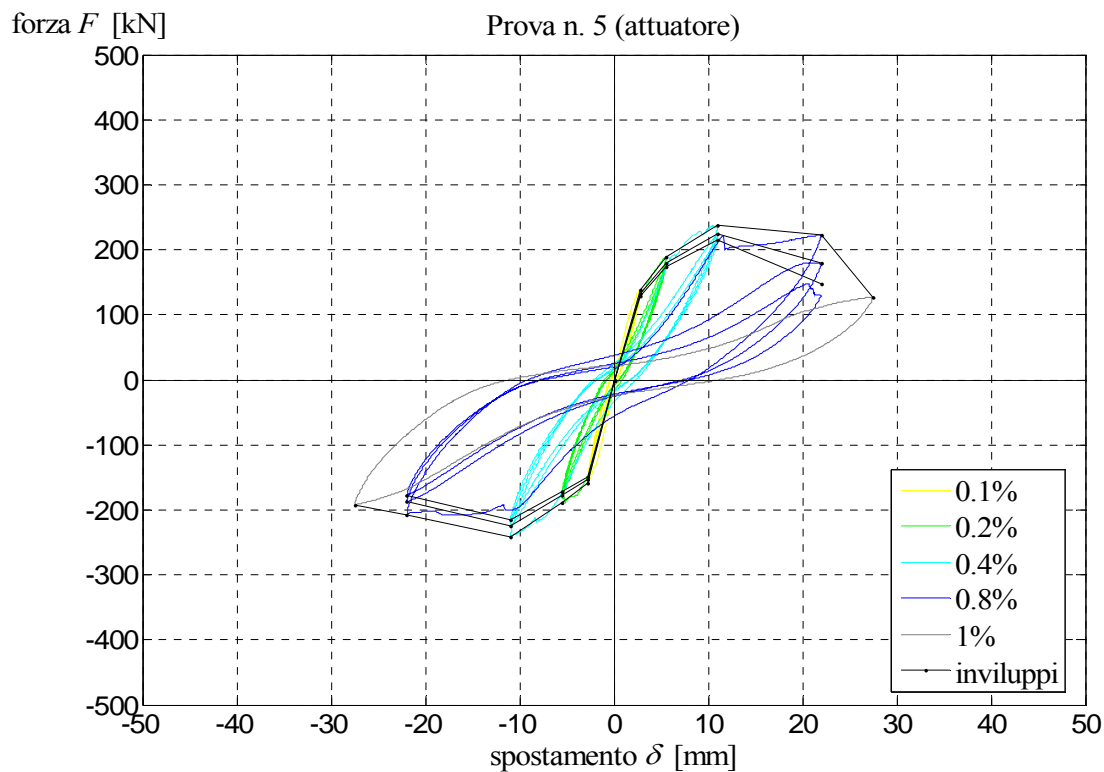


Figura 7.64 Curva $F - \delta$ della prova n. 5, con le rispettive curve inviluppo.

Isolando dal diagramma le curve di inviluppo, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute due curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva inviluppo la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

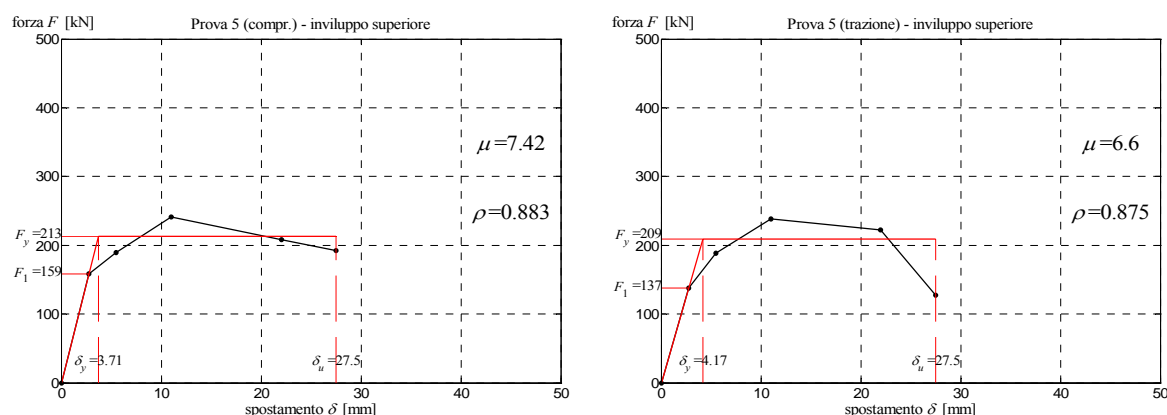


Figura 7.65 Curve involucro relative al primo ciclo di carico effettuato, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{7.4 + 6.6}{2} = 7.0$$

$$\delta_u = 27.5 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

7.5.4.4 Prova n. 6 ($N = 200 \text{ kN}$, pannello di tipo “A”)

Dalla prova n. 6, effettuata su un pannello pieno di tipo A, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

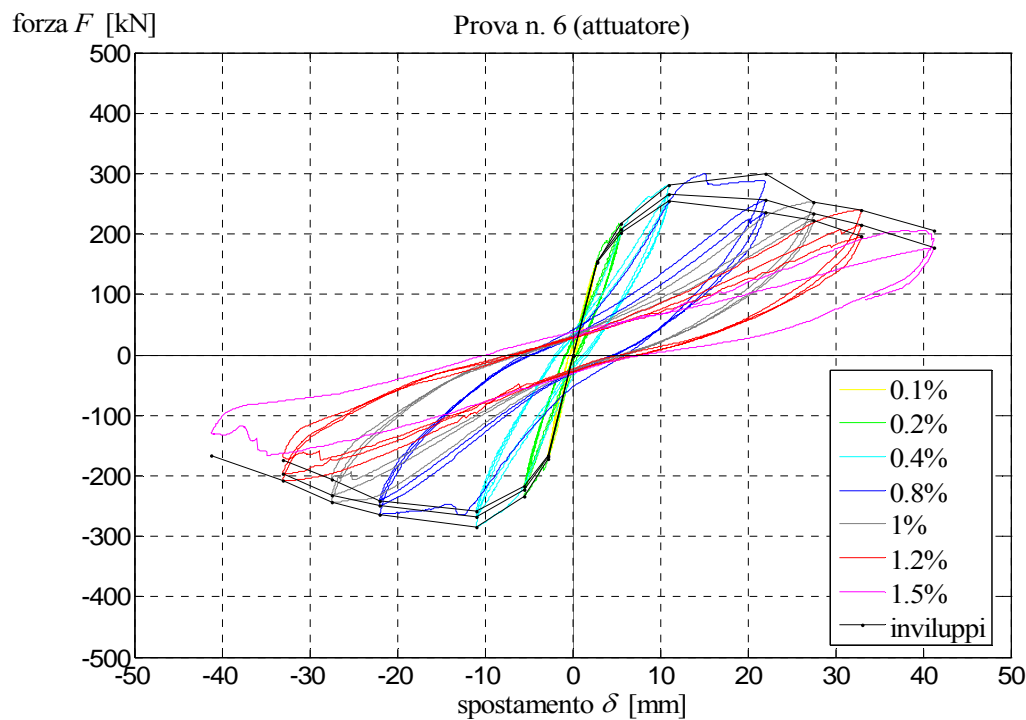


Figura 7.66 Curva $F - \delta$ della prova n. 6, con le rispettive curve inviluppo.

Isolando dal diagramma le curve di inviluppo, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute tre curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva inviluppo la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

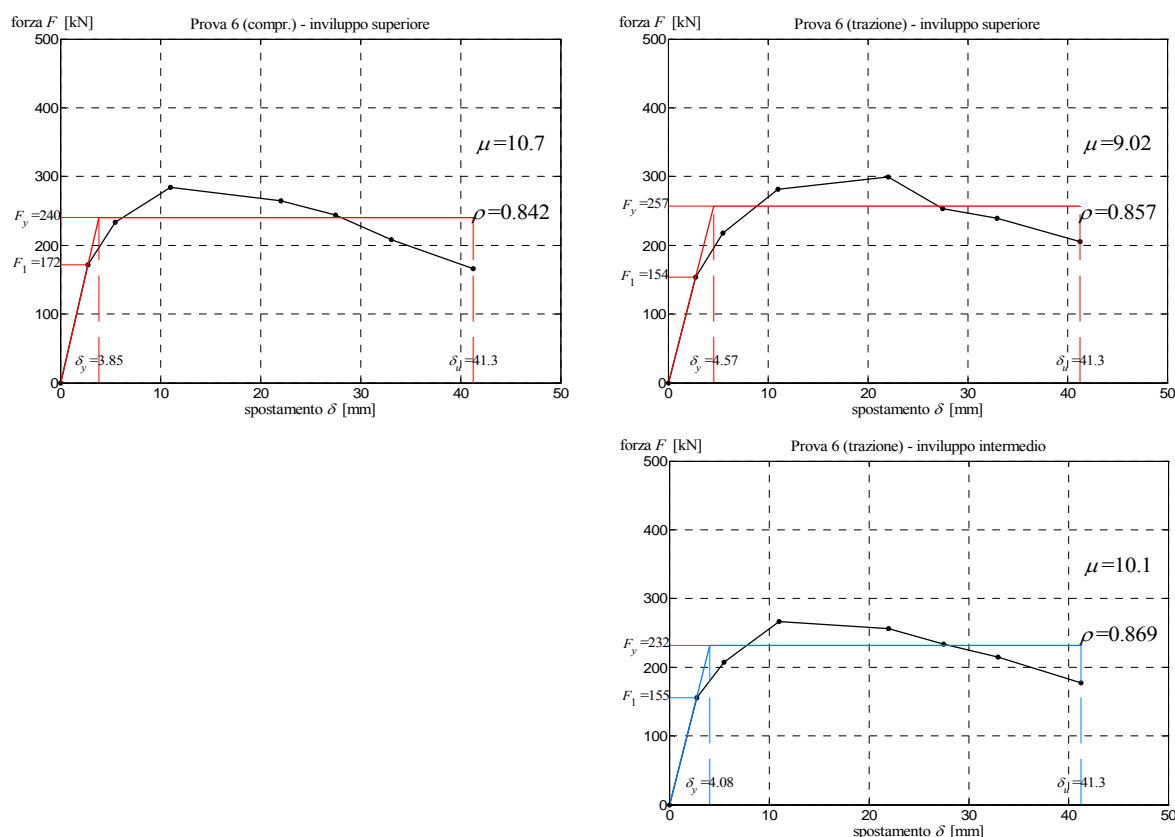


Figura 7.67 Curve involucro relative ai primi due cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{10.7 + 9.0 + 10.1}{3} = 9.9$$

$$\delta_u = 41.3 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

7.5.4.5 Prova n. 8 ($N = 100 + 100$ kN, pannello di tipo “C”)

Dalla prova n. 8, effettuata su un pannello di tipo C, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

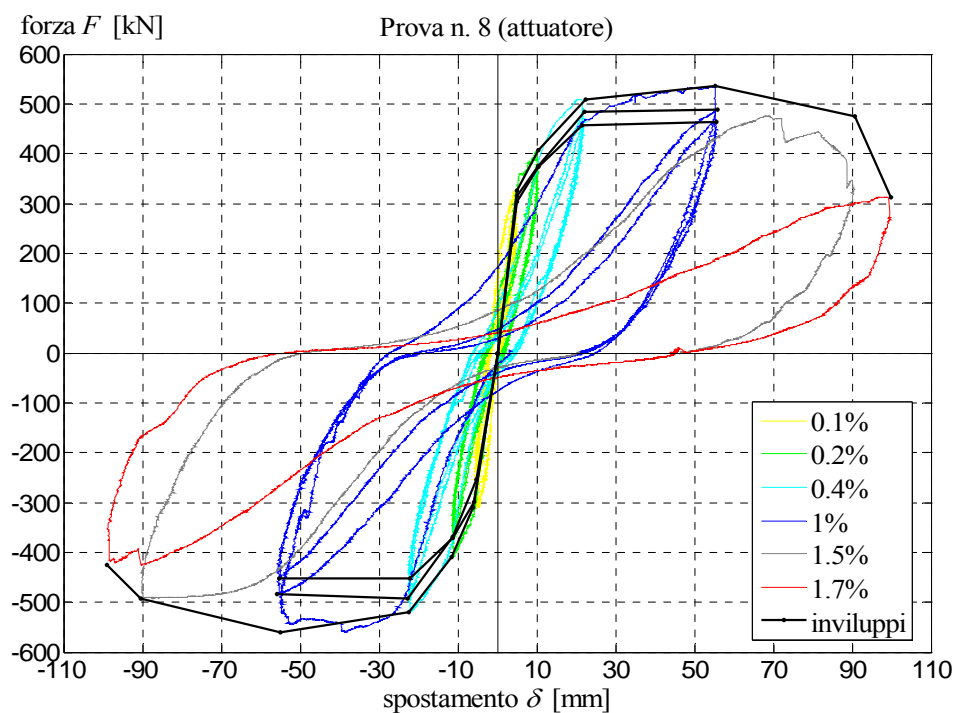


Figura 7.68 Curva $F - \delta$ della prova n. 8, con le rispettive curve involuppo.

Isolando dal diagramma le curve di involuppo, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute due curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva involuppo la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

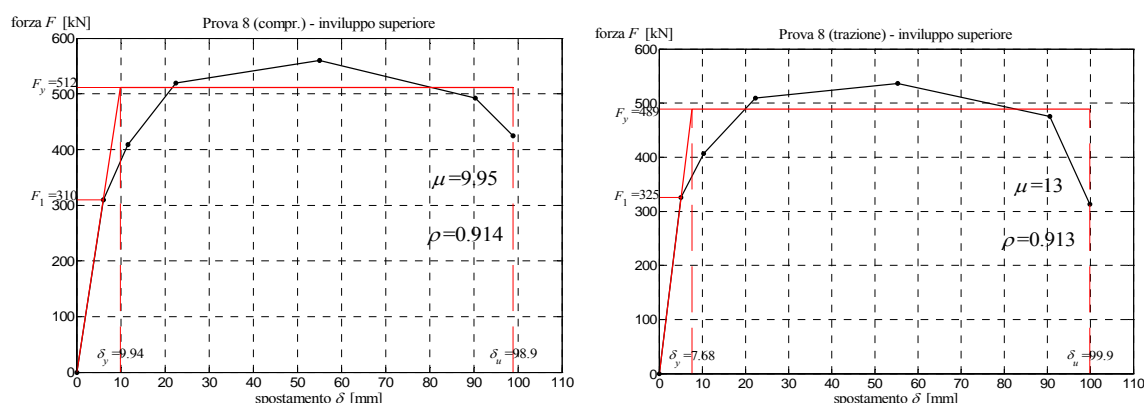


Figura 7.69 Curve involucro relative al primo ciclo di carico effettuato, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{9.95 + 13.0}{2} = 11.45$$

$$\delta_u = 99.5 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al capitolo 3, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{1.5 \varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(2.647 \cdot 10^{-4} - 1.088 \cdot 10^{-5}) \cdot 100.9 \cdot \left(600 - \frac{100.9}{2} + 18.8 \right)}{\frac{1.5 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 350} (600 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{14.556}{1.389} = 11.48 \end{aligned}$$

7.5.4.6 Prova n. 9 ($N = 400 \text{ kN}$, pannello di tipo “A”)

Dalla prova n. 9, effettuata su un pannello pieno di tipo A, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

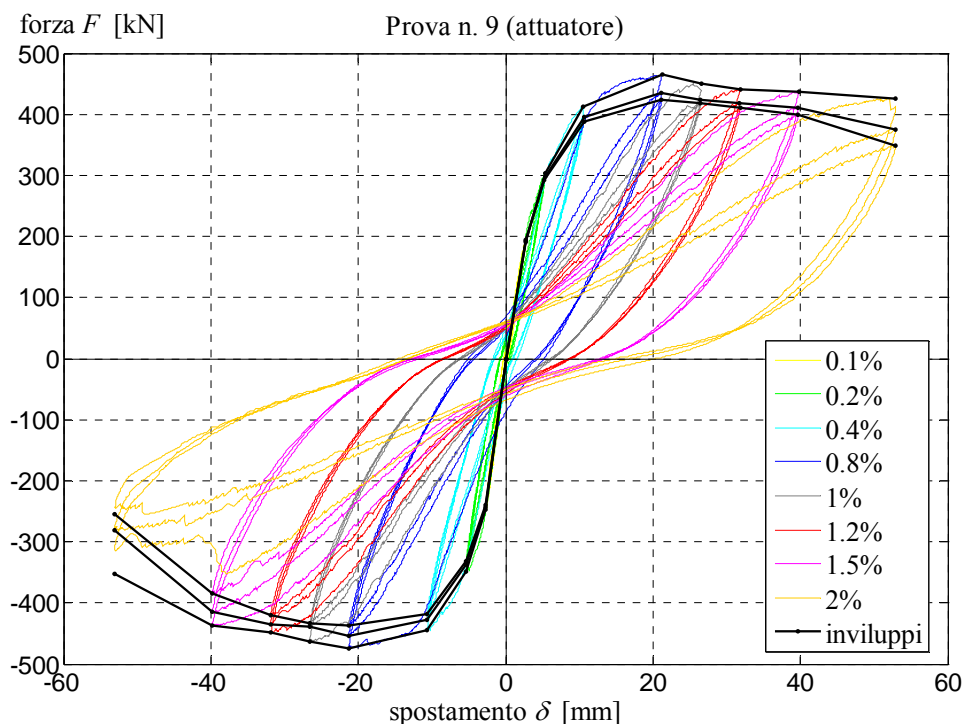


Figura 7.70 Curva $F - \delta$ della prova n. 9, con le rispettive curve inviluppo.

Isolando dal diagramma le curve di inviluppo, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute sei curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva inviluppo la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

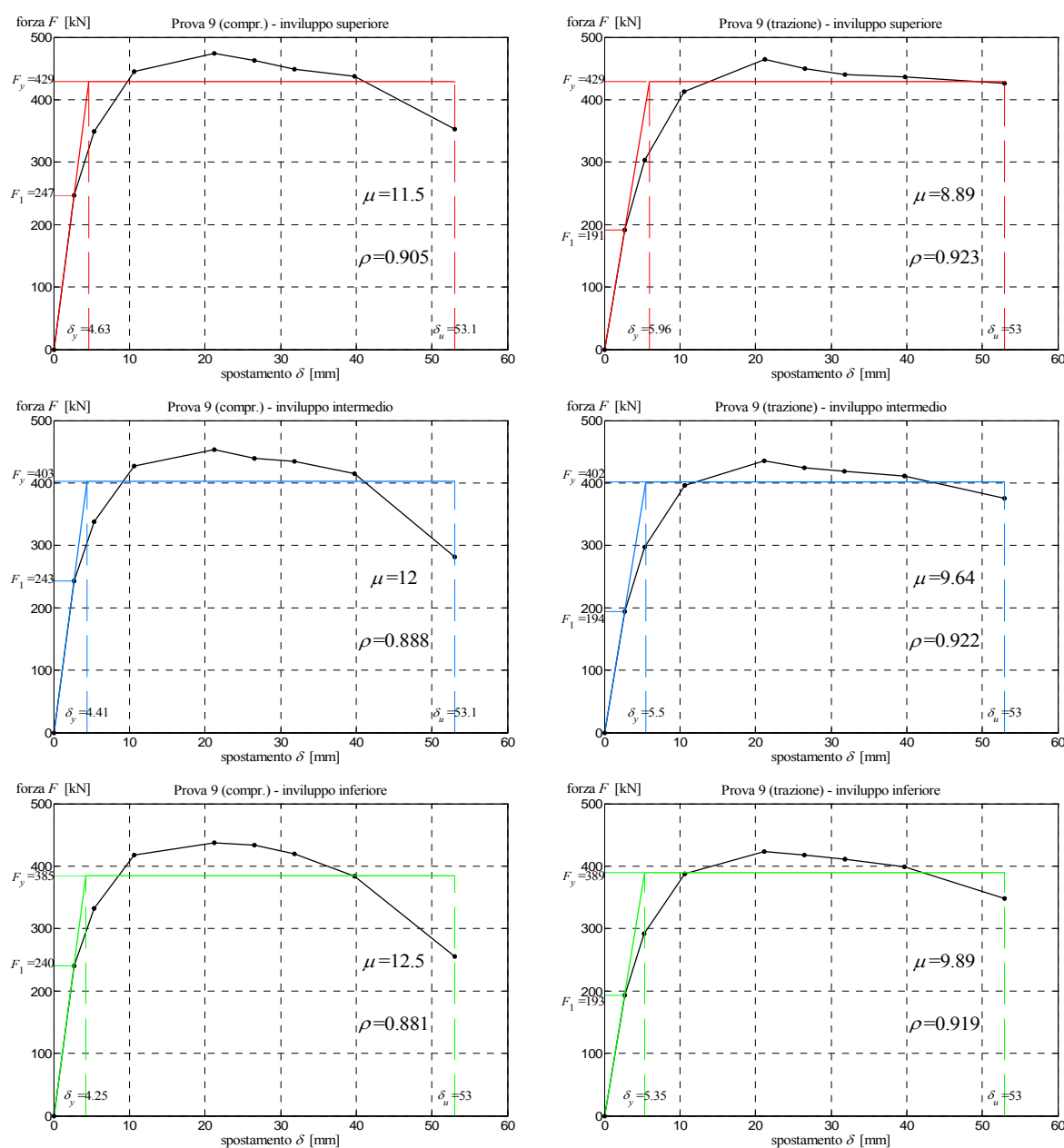


Figura 7.71 Curve involucro relative ai primi tre cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

Si è infine calcolata la media delle interpolazioni con la relativa bilineare da cui ricavare il valore medio della duttilità cinematica μ ; la curva di interpolazione media è stata rappresentata nei grafici seguenti in grassetto, mentre la bilinearizzazione da questa ricavata in blu grassetto:

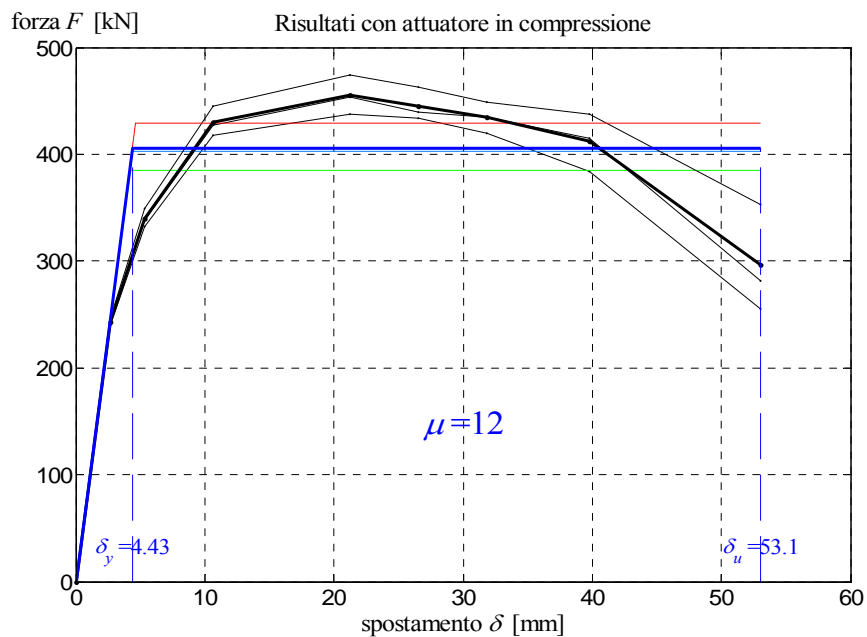


Figura 7.72 Curva involucro media relativa ai primi tre cicli di carico effettuati, con attuatore in compressione, più la relativa bilinearizzazione.

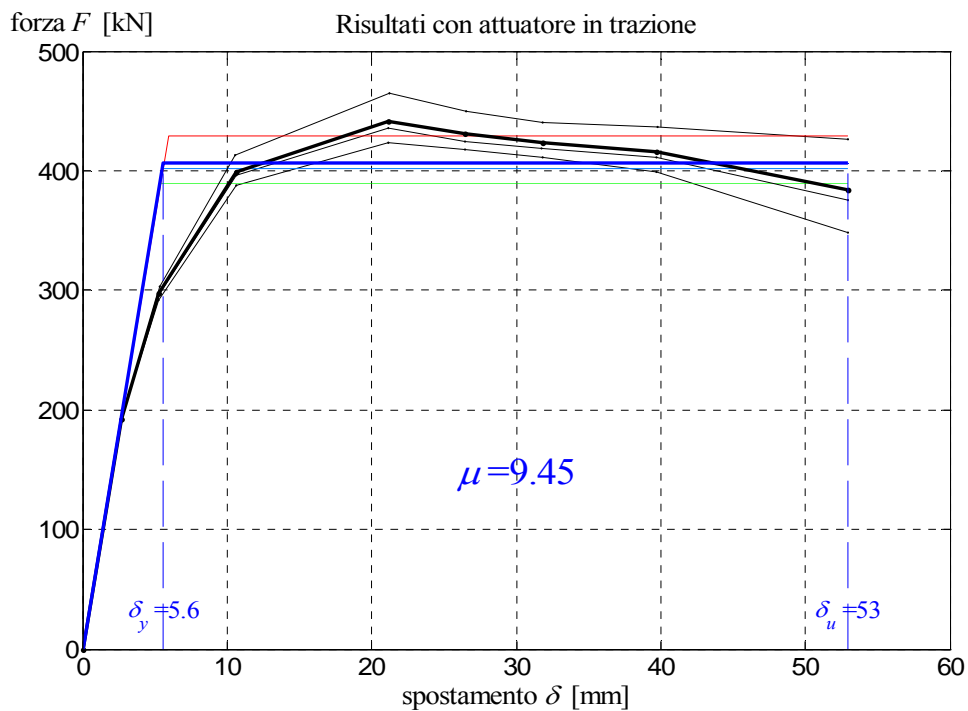


Figura 7.73 Curva involucro media relativa ai primi tre cicli di carico effettuati, con attuatore in trazione, più la relativa bilinearizzazione.

La *duttilità cinematica sperimentale i -esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{12.0 + 9.45}{2} = 10.7$$

$$\delta_u = 53.0 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(3.088 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 60.8 \cdot \left(300 - \frac{60.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{5.118}{0.573} = 9.93 \end{aligned}$$

7.5.4.7 Prova n. 10 ($N = 240 \text{ kN}$, pannello di tipo “B”)

Dalla prova n. 10, effettuata su un pannello forato di tipo B, si è ricavato in fase di raccolta dati il seguente diagrammi forza-spostamento di riferimento:

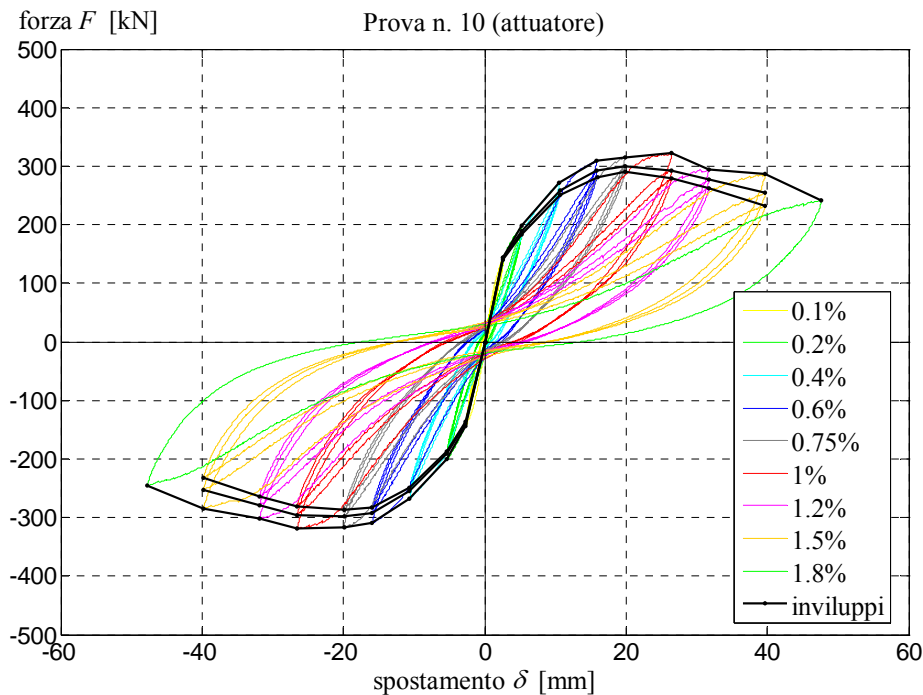


Figura 7.74 Curva $F - \delta$ della prova n. 10, con le rispettive curve inviluppo.

Isolando dal diagramma le curve di inviluppo, e dividendole in due rami relativi alla compressione ed alla trazione del pannello, si sono così ottenute due curve sperimentali forza-spostamento “complete”, riportate nelle figure seguenti. Nelle figure sono altresì riportate per ciascuna curva inviluppo la corrispondente schematizzazione bilineare (ottenuta con la procedura descritta precedentemente) così come il valore di duttilità cinematica sperimentale i -esima.

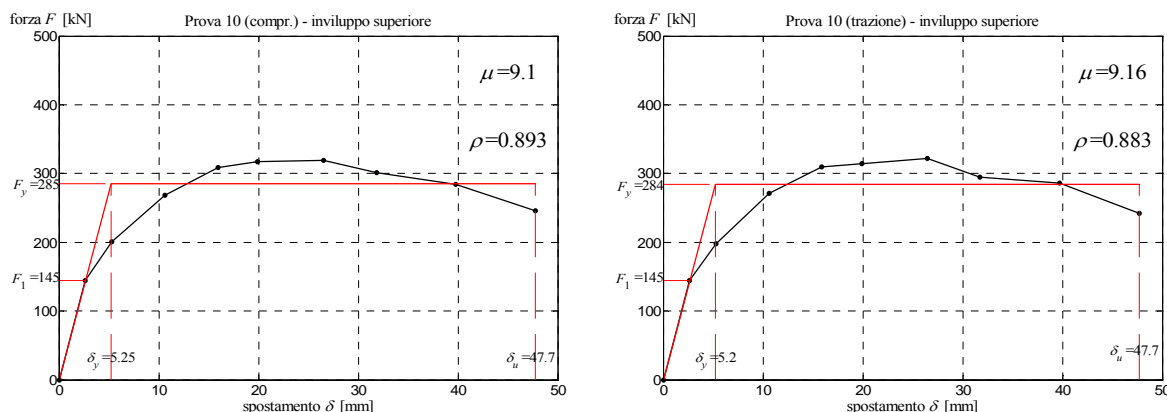


Figura 7.75 Curve involucro relative al primo ciclo di carico effettuato, con attuatore in trazione ed in compressione, più le relative bilinearizzazioni.

La *duttilità cinematica sperimentale i-esima* è costituita dal valore medio delle duttilità relative alle singole curve involucro:

$$\mu = \frac{9.10 + 9.16}{2} \approx 9.1$$

$$\delta_u = 47.7 \text{ mm}$$

Attraverso la specializzazione delle formule di previsione teorica, di cui al *capitolo 3*, con riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello provato, dall'equazione 3.194 si è ottenuta la *duttilità cinematica teorica i-esima*, così come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} \mu_{\Delta} &= 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(9.263 \cdot 10^{-4} - 5.076 \cdot 10^{-5}) \cdot 40.8 \cdot \left(200 - \frac{40.8}{2} + 18.8 \right)}{\frac{2 \cdot 5330}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 100} (200 + 18.8)^2} = \\ &= 1 + \frac{7.087}{0.810} = 9.75 \end{aligned}$$

7.6 Valutazione del Coefficiente di Smorzamento Equivalente

7.6.1 Note introduttive

In questo Capitolo si esegue una valutazione del coefficiente di smorzamento isteretico, così come ottenuto sulla base delle prove sperimentali effettuate sui pannelli realizzati con il metodo costruttivo a blocchi cassero. Lo smorzamento isteretico sviluppato dai pannelli nel corso delle prove sperimentali viene espresso in termini di smorzamento viscoso equivalente, ξ_{eq} . Lo smorzamento viscoso di un sistema ad un grado di libertà è dato dal rapporto della costante di smorzamento c di tale sistema e lo smorzamento critico c_{cr} :

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}}$$

Nella sezione 7.6.2 sono riportati i criteri adottati per la valutazione di ξ_{eq} a partire dalle risultanze sperimentali. Nella sezione 7.6.3 sono descritte le modalità con cui viene effettuata la specializzazione delle formule teoriche adottate per la valutazione di ξ_{eq} . Successivamente, nella sezione 7.6.4, si procede alla valutazione dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{i\,eq}$ per ogni prova sperimentale effettuata. Infine, vengono riportate una sintesi dei risultati ottenuti (sezione 7.6.5) e le necessarie conclusioni (sezione 7.6.6).

NOTA: Le prove 1 e 2 non sono riportate in quanto si riferiscono a pannelli sprovvisti di armatura orizzontale, per le quali si è ottenuto collasso strutturale di tipo tagliante (si vedano le sezioni 6.4.2 e 6.4.3), risultato non rilevante per le finalità della presente ricerca. La prova 7 non è riportata in quanto si riferisce alla resistenza a taglio delle lunette, descritta nella sezione 7.7.

7.6.2 Idealizzazione della capacità dissipativa di un sistema isteretico attraverso uno smorzamento viscoso equivalente

Al fine di definire lo smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} di una struttura è necessario valutare il rapporto fra l'energia elastica accumulata in un ciclo di carico e quella dissipata considerando un modello isteretico. Analogo risultato si ottiene uguagliando l'energia dissipata in un ciclo di carico della struttura reale con quella dissipata da un sistema viscoso equivalente.

In questa sede, per calcolare ξ_{eq} , si è utilizzata la formulazione proposta da Jacobsen [*Steady Forced Vibration as Influenced by Damping, Transactions, ASME, Vol.52, 1930, pp169-181*] per un sistema ad un grado di libertà con risposta sinusoidale. Secondo tale formulazione, lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato come segue:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\omega_n}{\omega} \frac{W_D}{W_S}$$

dove:

ω_n = pulsazione dell'eccitazione

ω = pulsazione della struttura

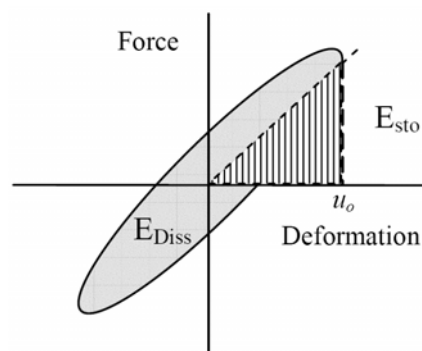
$W_D = A_{hyst}$ = Energia di deformazione dissipata dalla struttura, pari all'area sviluppata durante un ciclo di carico (così come indicato nel diagramma Forza-Spostamento riportato a lato)

$W_S = \frac{k u_o^2}{2}$ = Energia di deformazione accumulata dalla struttura (stored)

k = rigidezza del sistema

Calcolando infine ξ in condizioni di risonanza ($\omega = \omega_n$), si ricava:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W_D}{W_S} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{2 \cdot A_{hyst}}{k u_o^2}$$



7.6.3 Le modalità di valutazione di ξ

Utilizzando la formulazione di cui sopra, lo smorzamento viscoso equivalente viene calcolato sulla base delle risultanze sperimentali valutando la rigidezza del sistema k in due modi differenti:

1. $\xi_{eq\ I} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{hist}}{k_I \cdot u_0^2}$, dove k_I è la rigidezza del sistema nel ciclo di carico

considerato; corrisponde quindi alla rigidezza secante del sistema;

2. $\xi_{eq\ II} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{hist}}{k_{II} \cdot u_0^2}$, dove k_{II} è la rigidezza del sistema nel primo ciclo di

carico dell'Interstorey Drift (ID) considerato.

In ognuno dei cicli di carico effettuati per ogni livello di deformazione impresso (ID), vengono quindi calcolati $\xi_{eq,I}$, $\xi_{eq,II}$; lo smorzamento viscoso equivalente per ogni ID viene poi valutato come media dei valori ottenuti per ognuno dei cicli effettuati. Così facendo si ricavano per ogni livello di ID due valori medi di ξ , $\xi_{eq,m\ I}$ e $\xi_{eq,m\ II}$.

Nel seguito si sviluppano i suddetti calcoli per ogni prova ricorrendo all'ausilio di grafici forza-spostamento per evidenziare i cicli di isteresi e permettere una maggiore leggibilità dei risultati.

7.6.4 La valutazione di ξ nelle singole prove effettuate

7.6.4.1 Prova n. 3

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 12%.

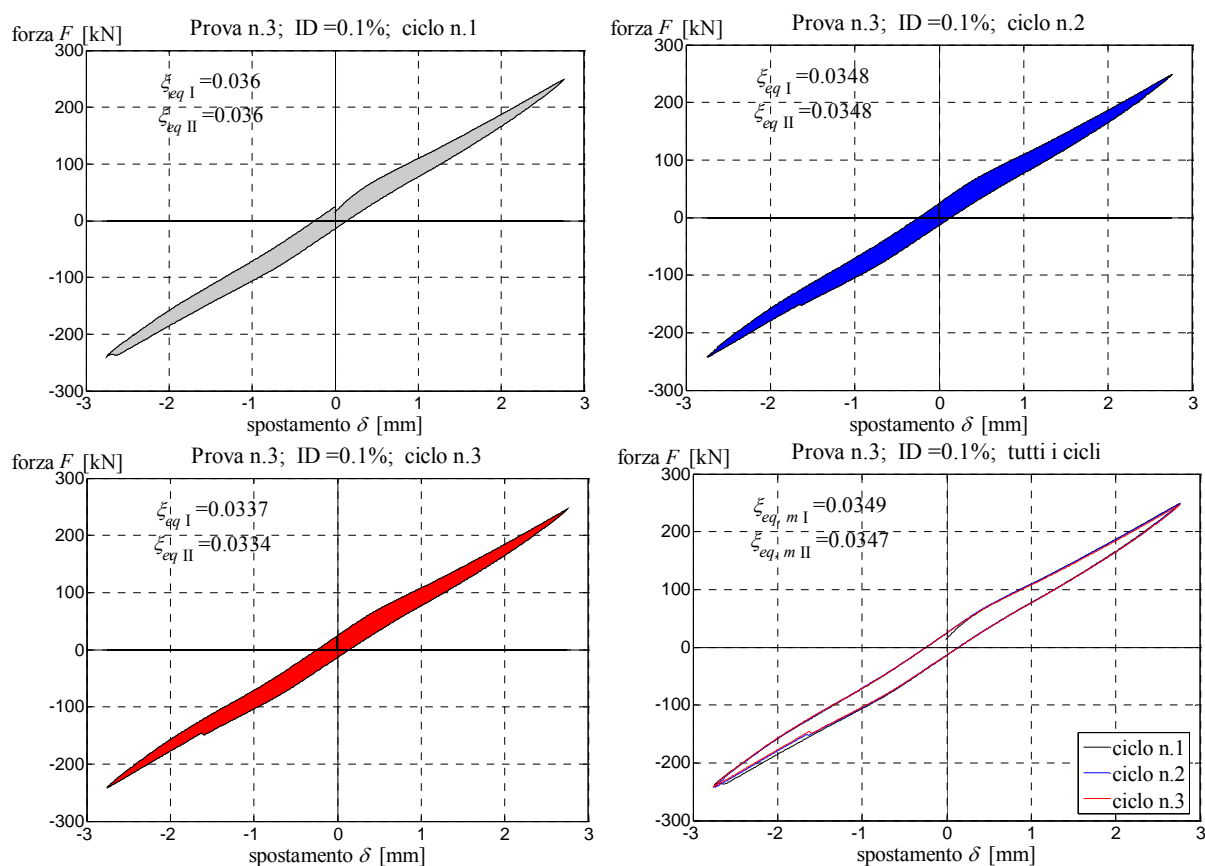


Figura 7.76 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

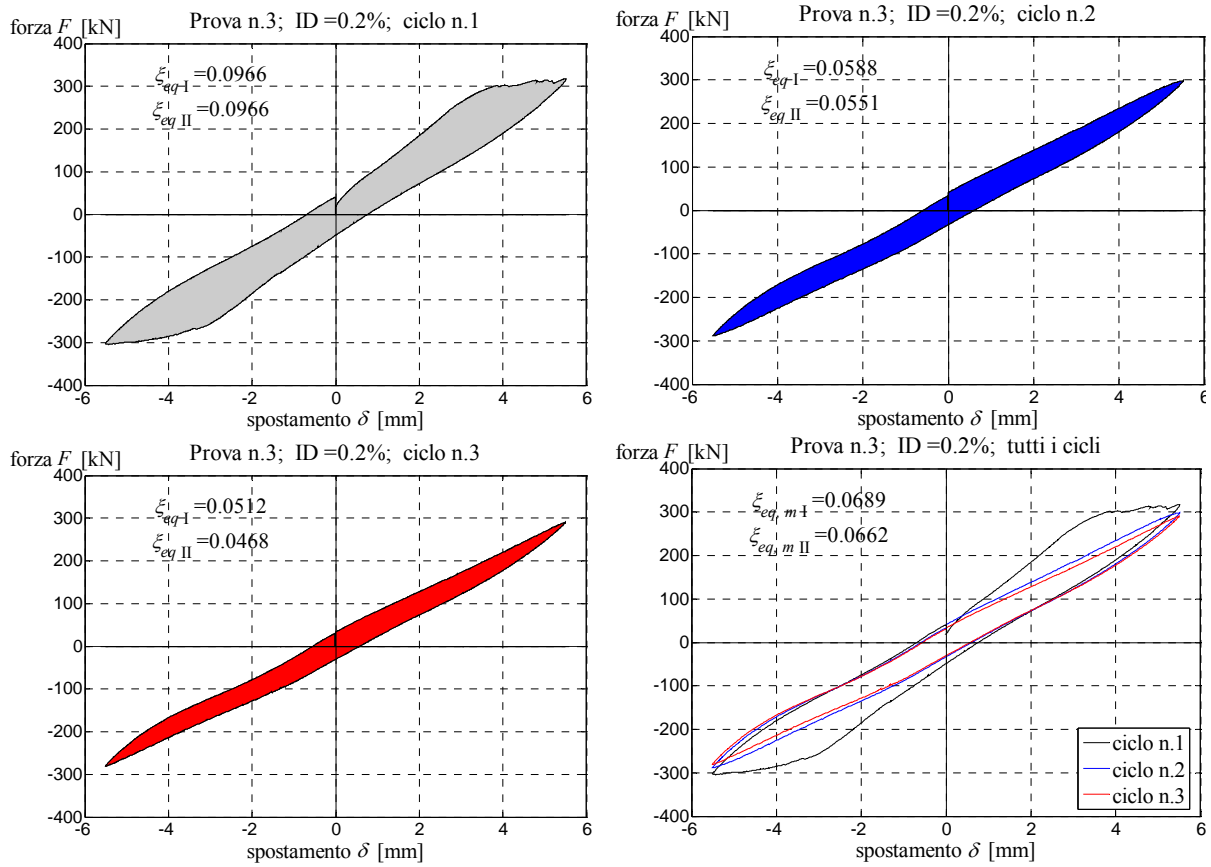


Figura 7.77 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

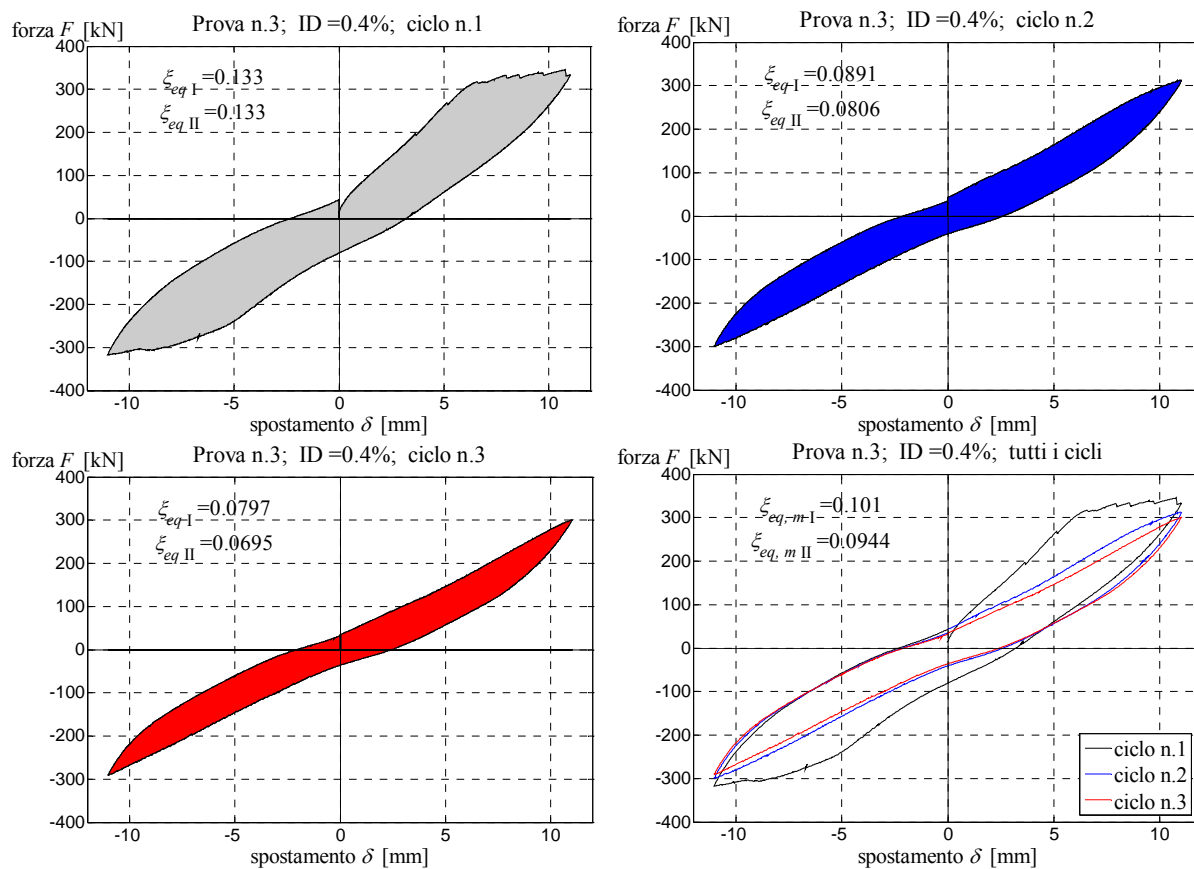


Figura 7.78 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

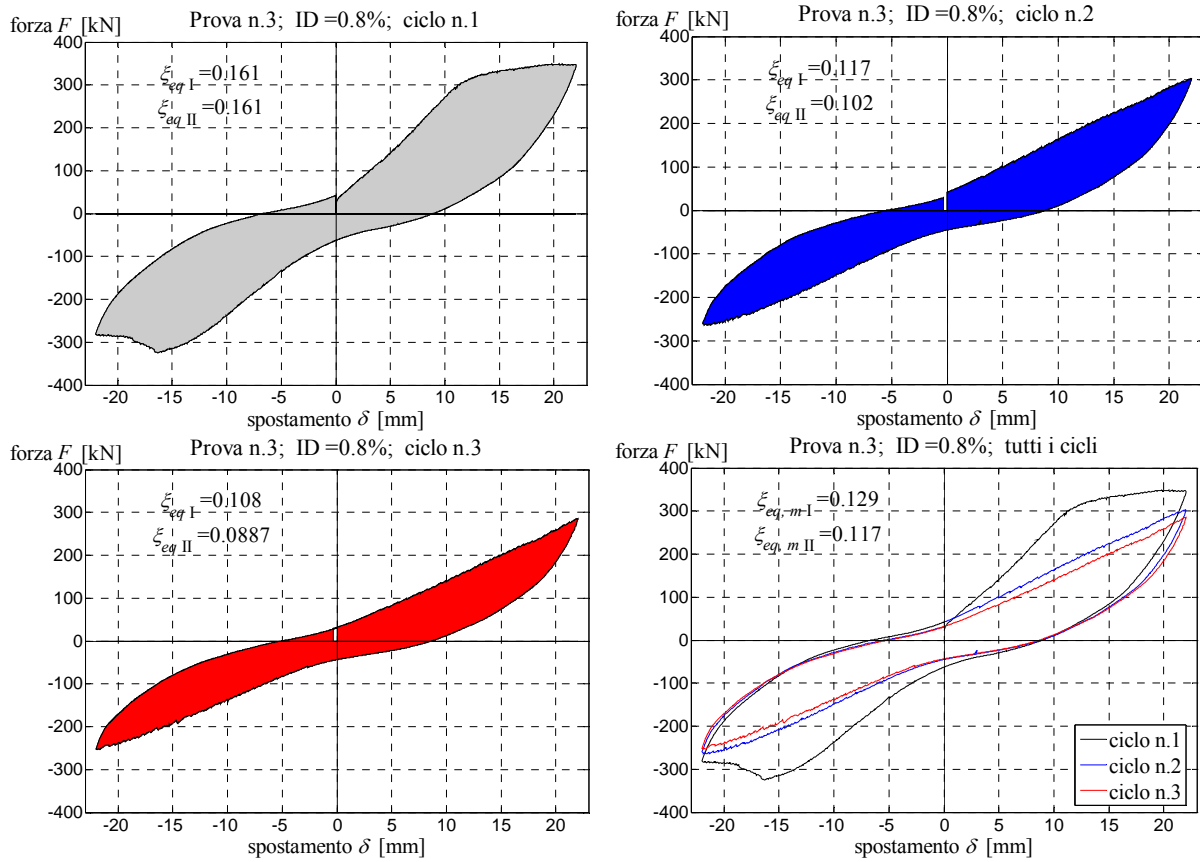


Figura 7.79 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

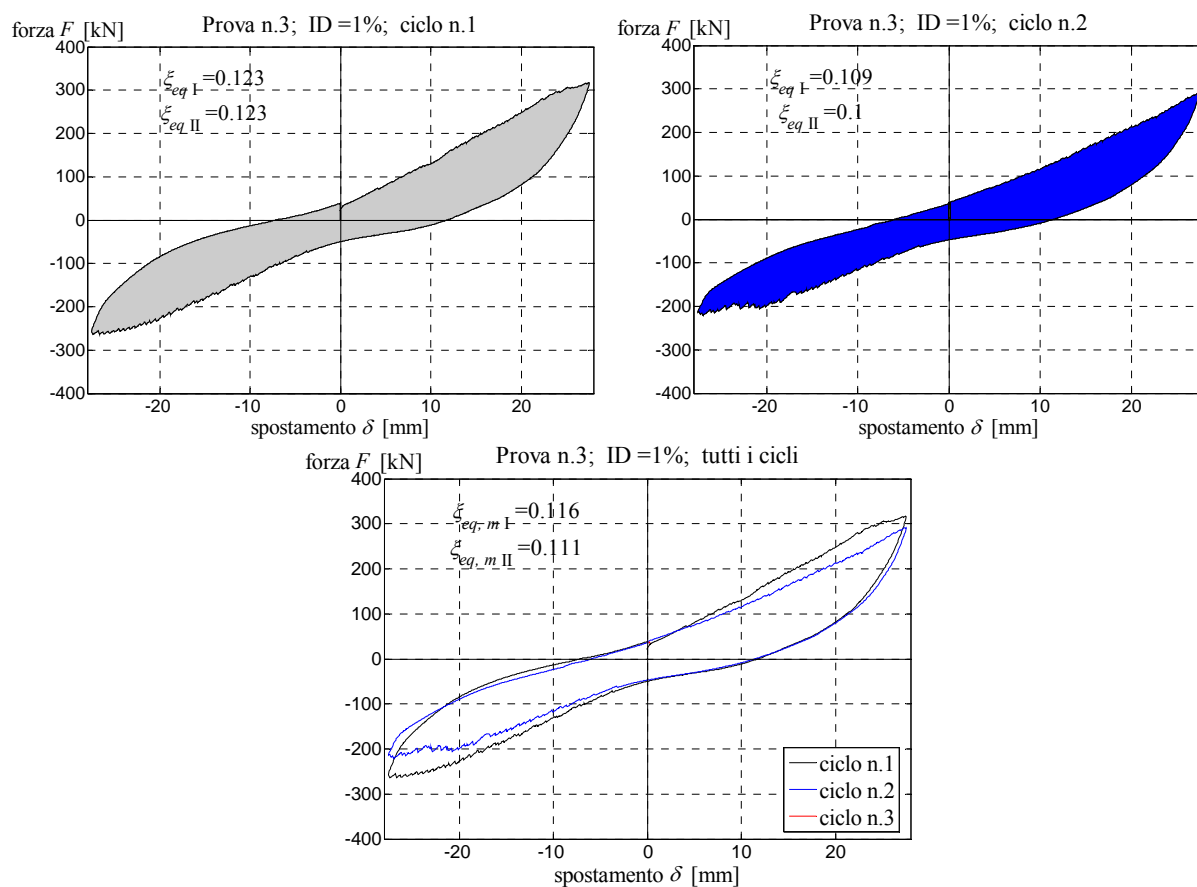


Figura 7.80 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

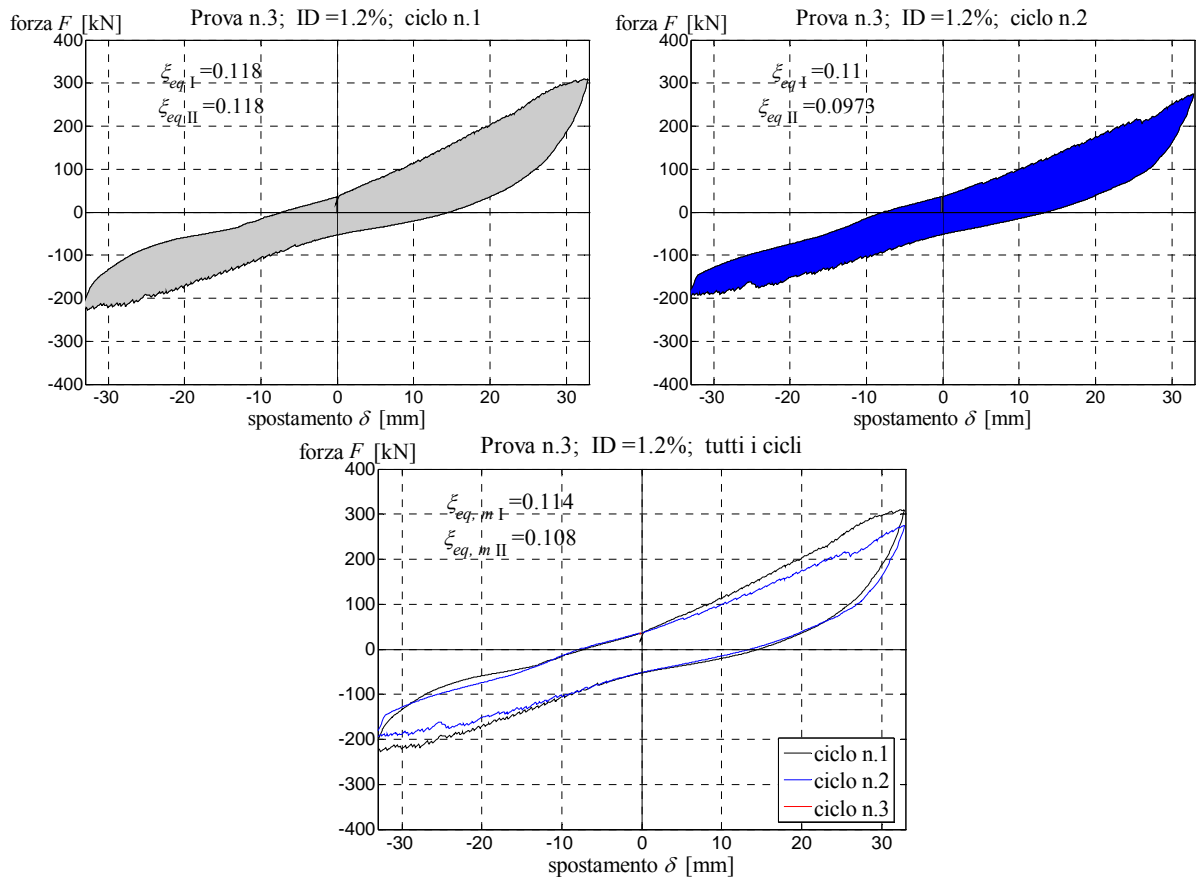


Figura 7.81 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

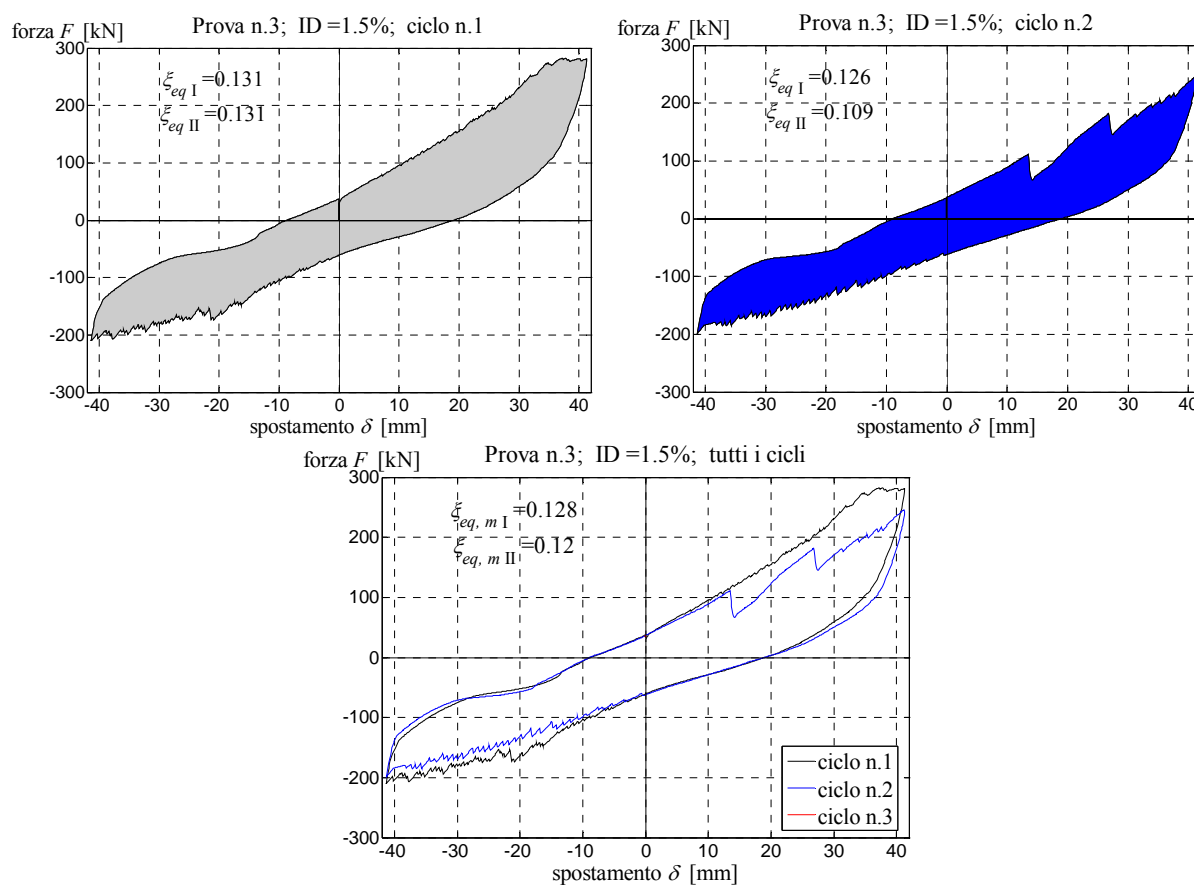


Figura 7.82 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

Si riassumono ora i dati in 2 istogrammi che riportano i valori rispettivamente di $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$ per ognuno dei cicli di prova effettuati e per ogni spostamento di interpiano impresso (ID); la linea tratteggiata rossa congiunge i valori medi di $\xi_{eq, i}$ per i diversi ID.

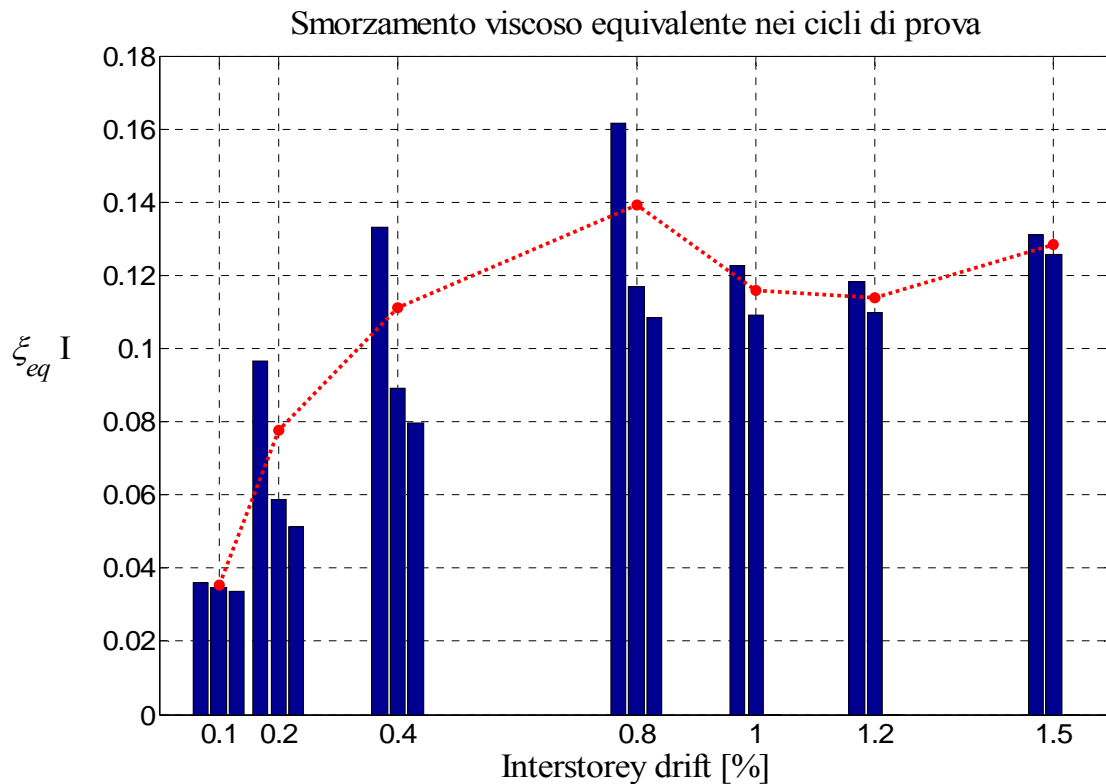


Figura 7.83 Valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ ottenuti nei cicli di prova.

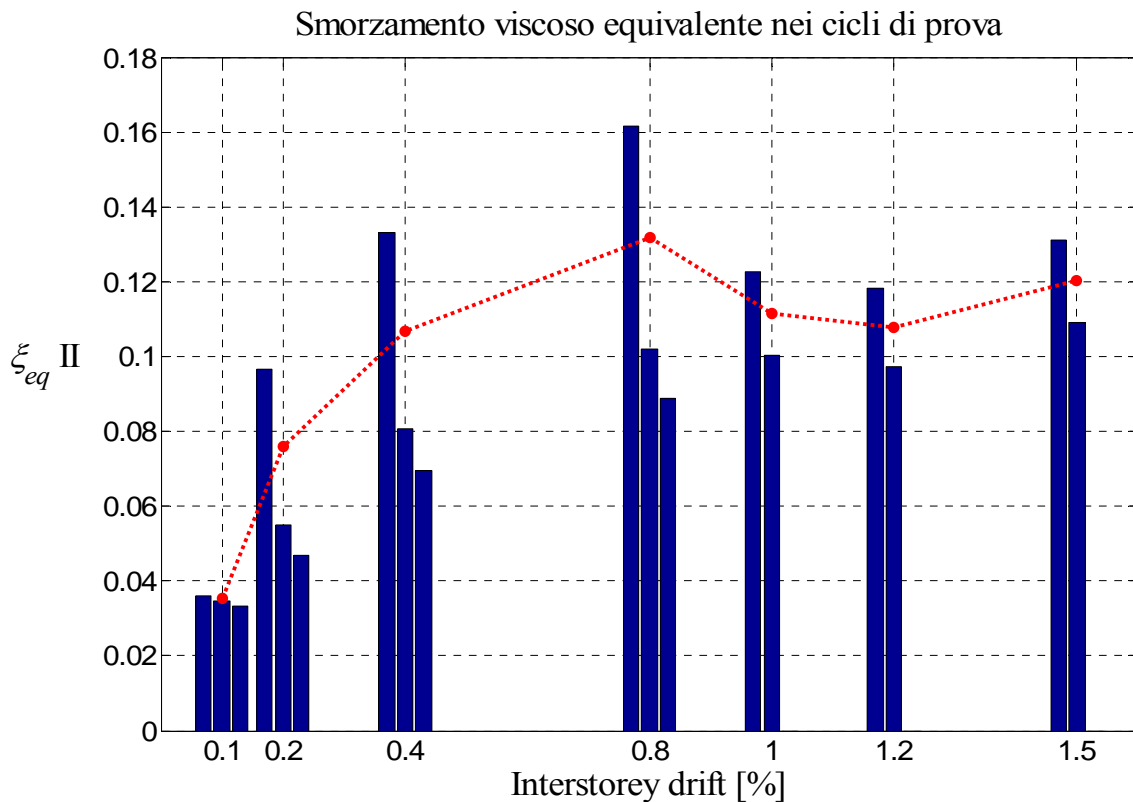


Figura 7.84 Valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,II}$ ottenuti nei cicli di prova.

Si può notare come lo smorzamento equivalente diminuisca regolarmente dal primo al secondo ciclo e si mantenga approssimativamente costante dal secondo al terzo; questo è motivabile a partire dal fatto che nel primo ciclo di carico si attiva la maggior parte del degrado delle caratteristiche meccaniche nel pannello.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi.

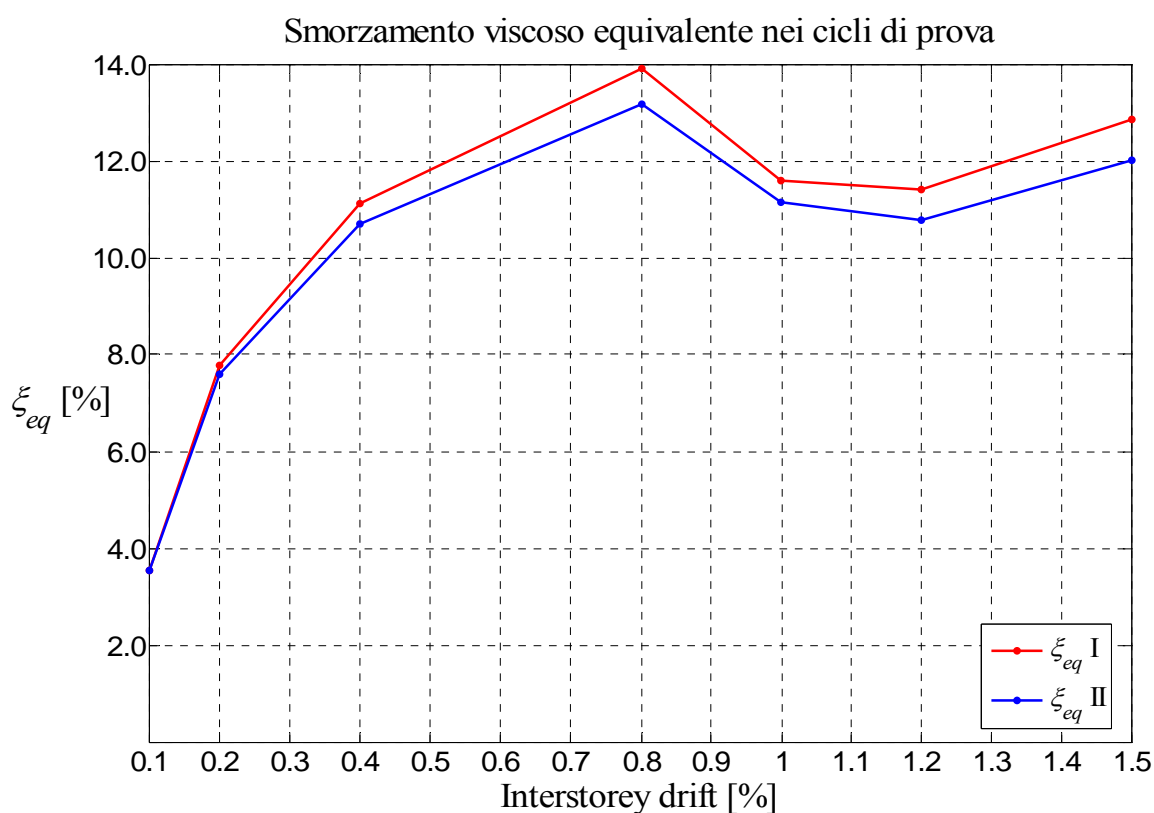


Figura 7.85 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.2 Prova n. 4

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 12%.

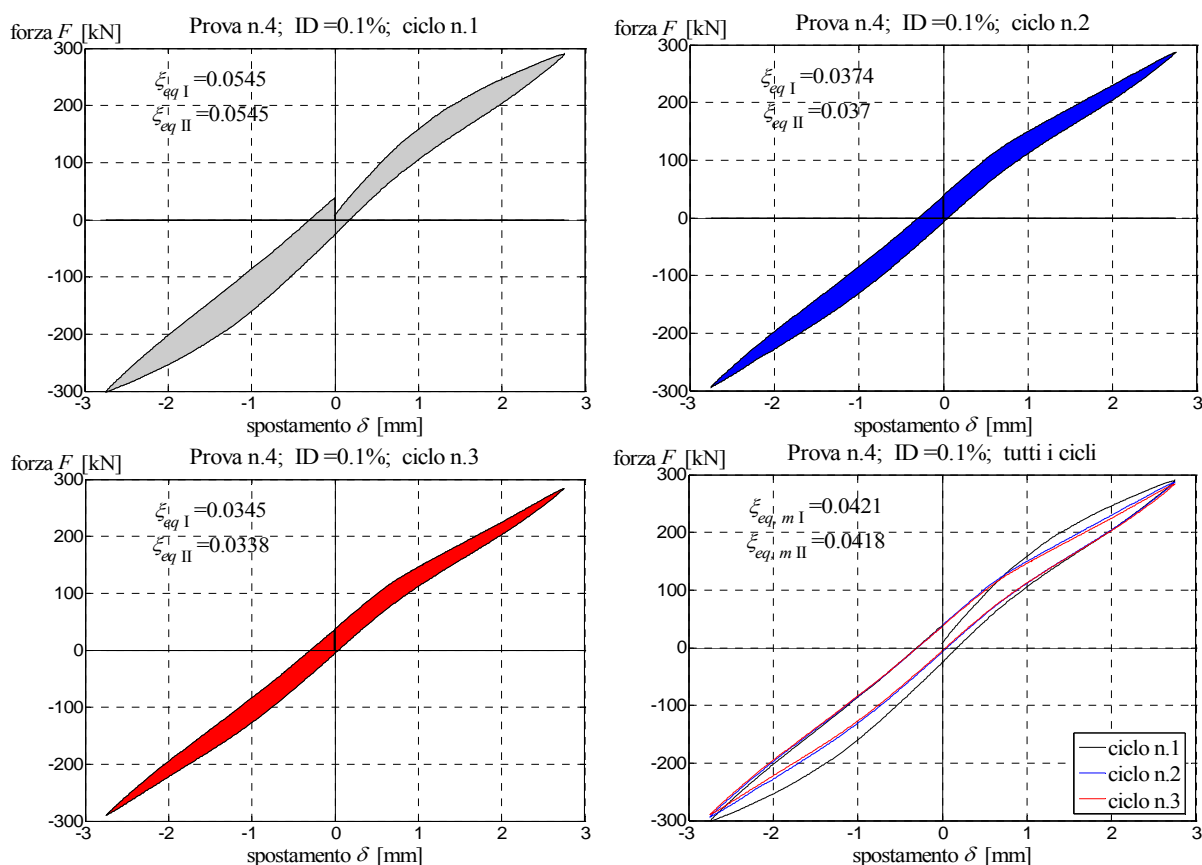


Figura 7.86 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

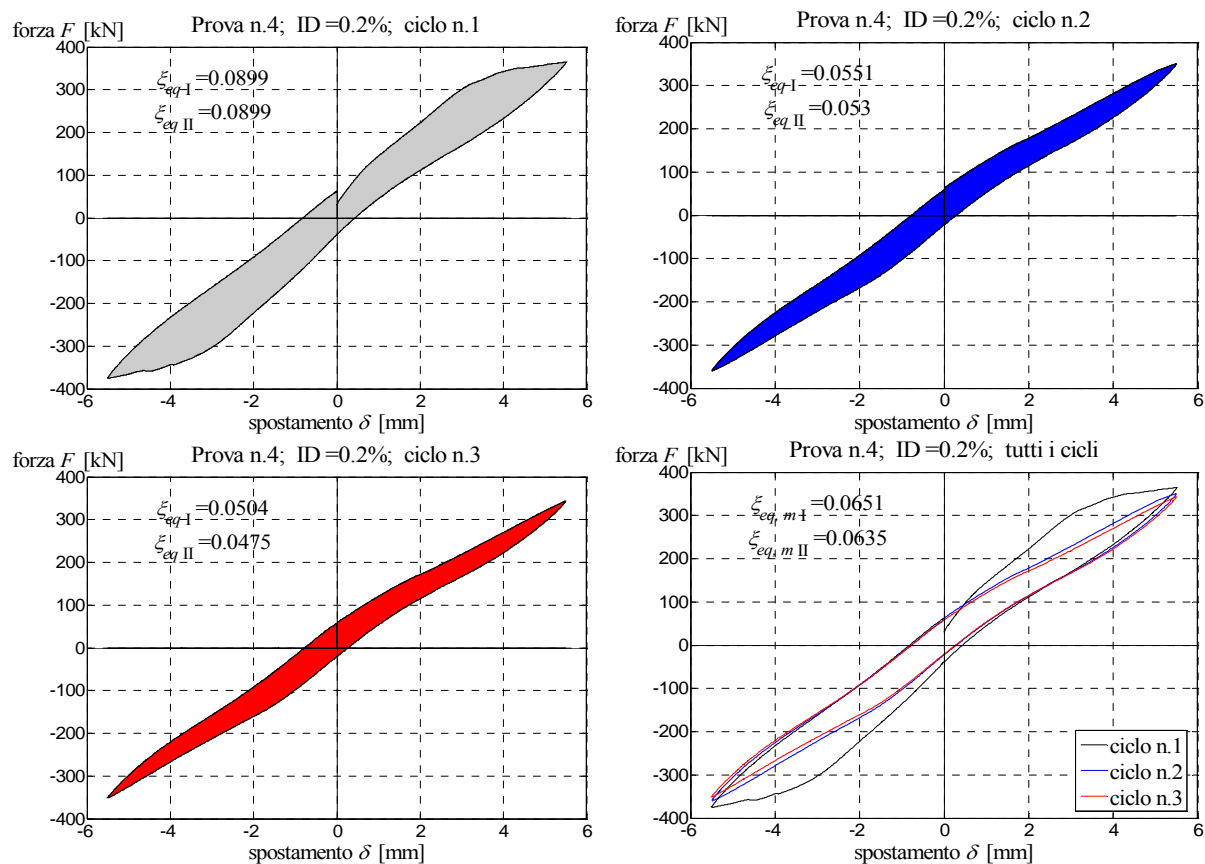


Figura 7.87 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

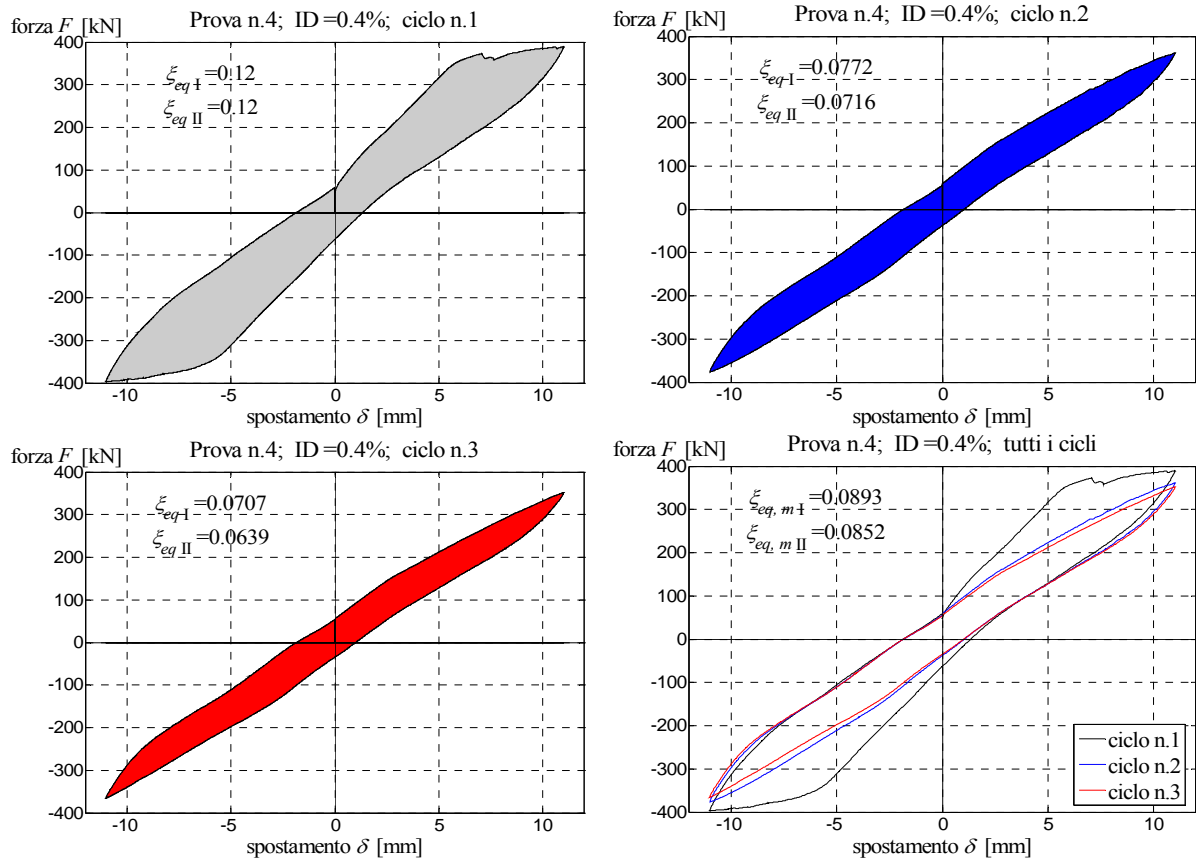


Figura 7.88 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

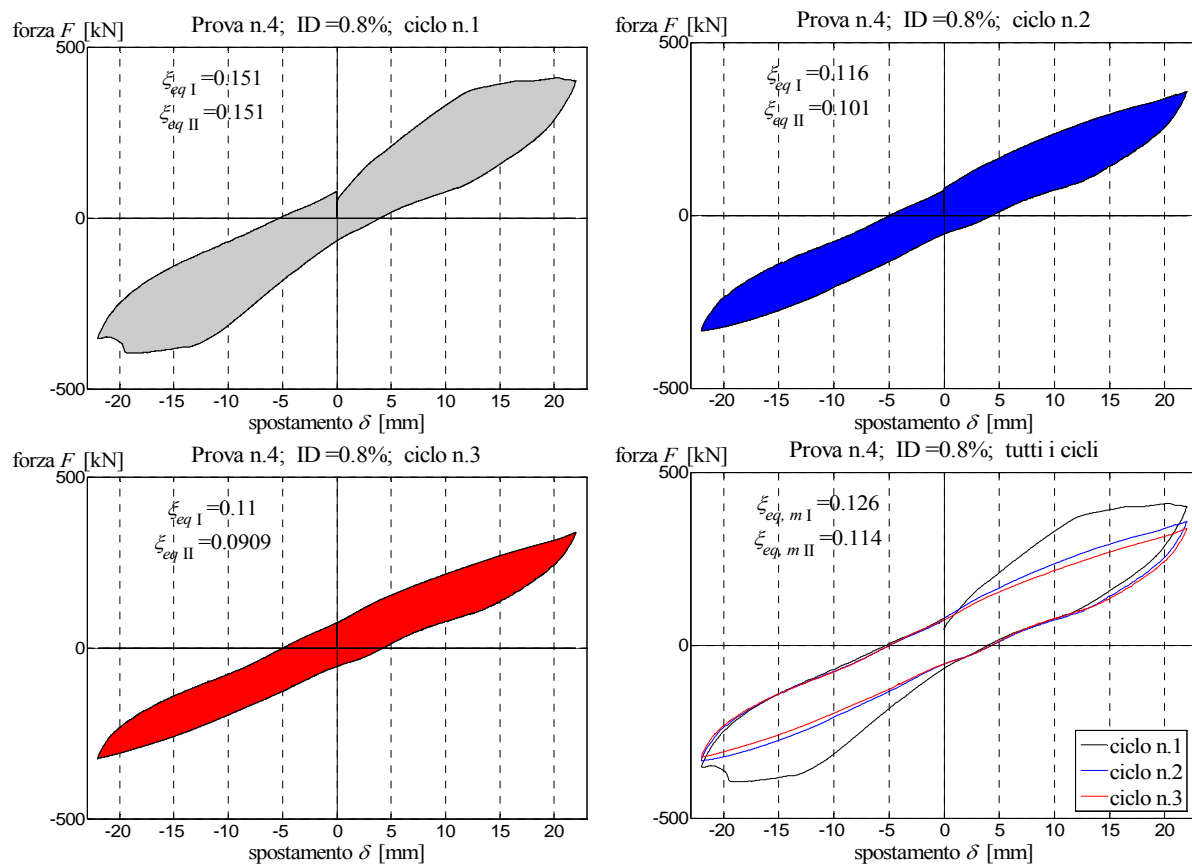


Figura 7.89 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

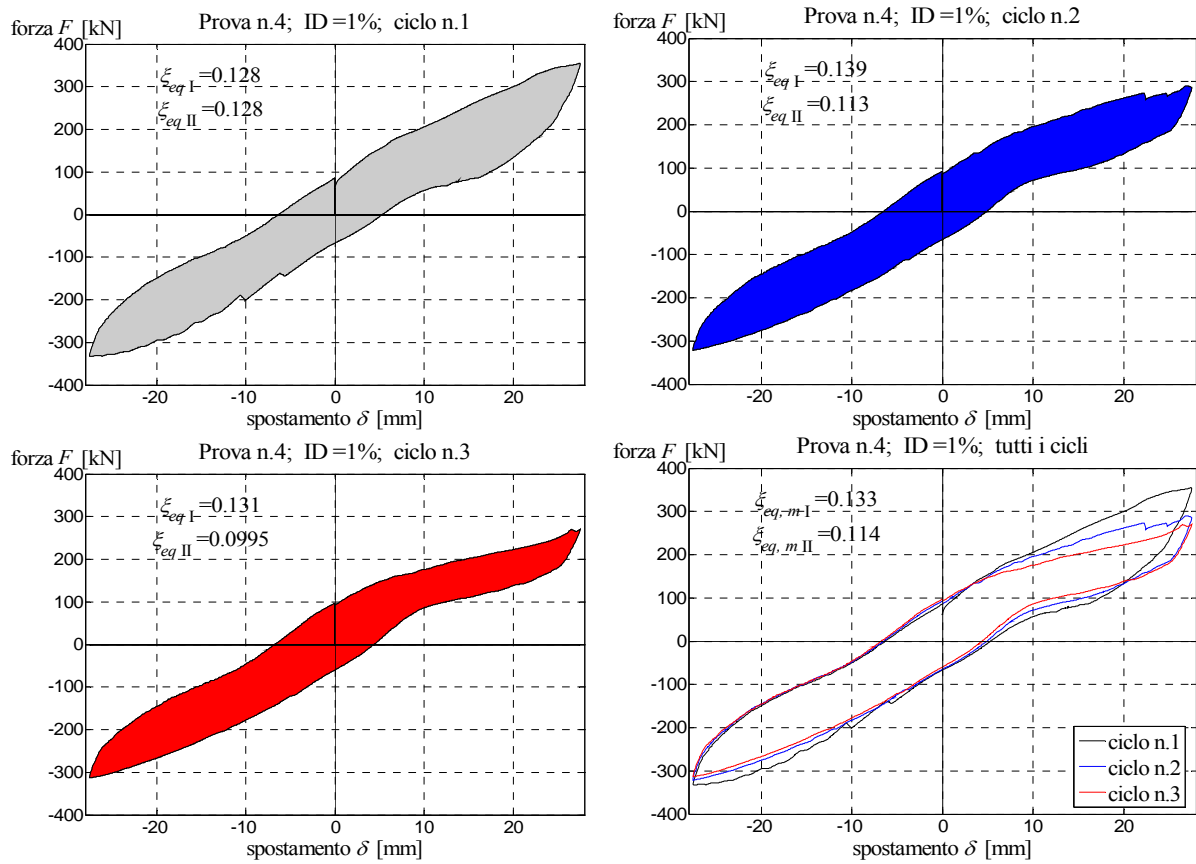


Figura 7.90 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

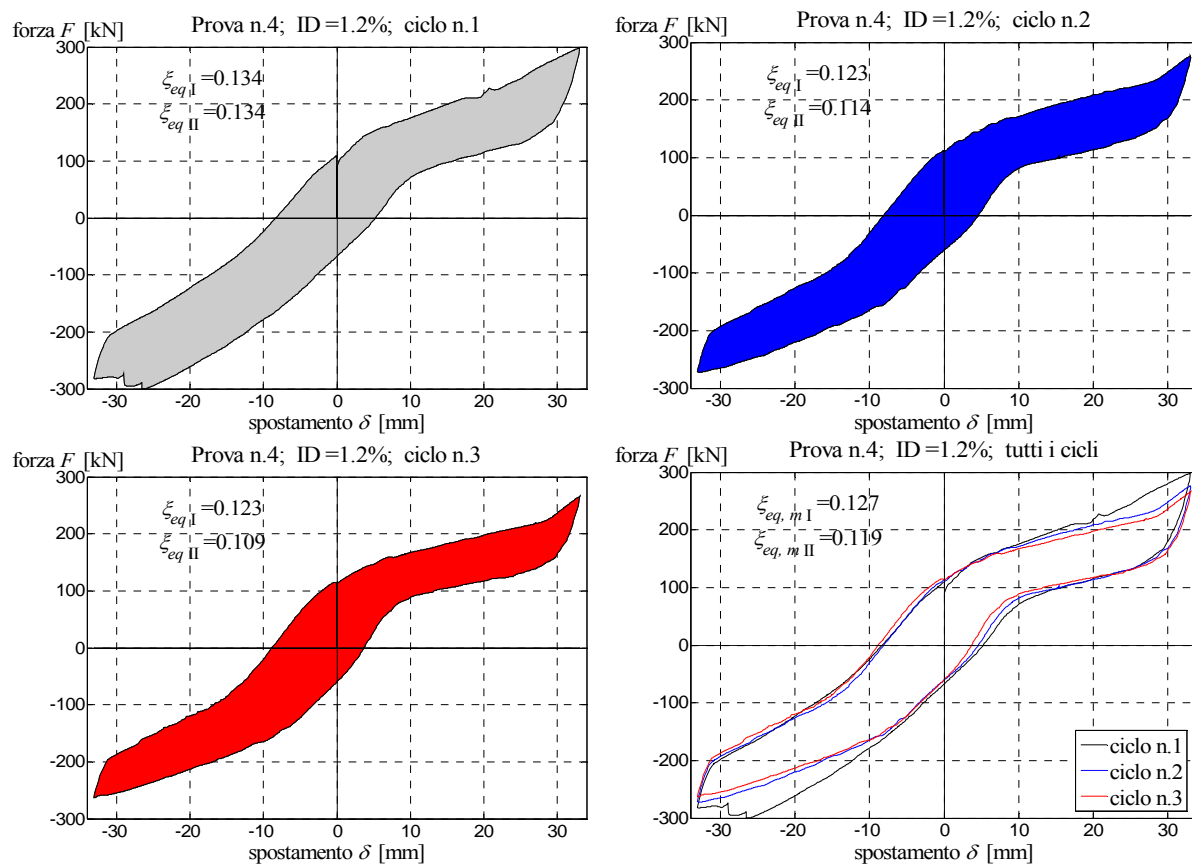


Figura 7.91 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

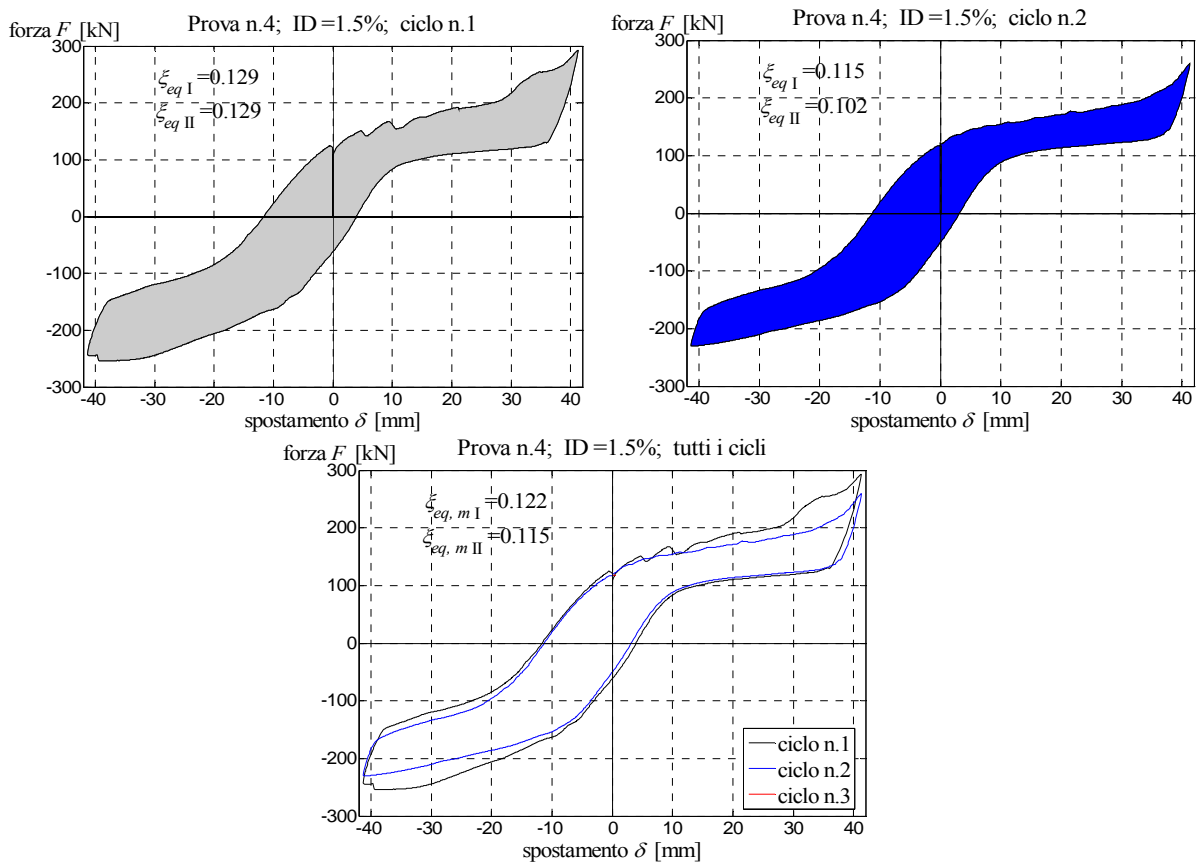


Figura 7.92 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,\,m\,I}$ e $\xi_{eq,\,m\,II}$, in funzione degli ID impressi.

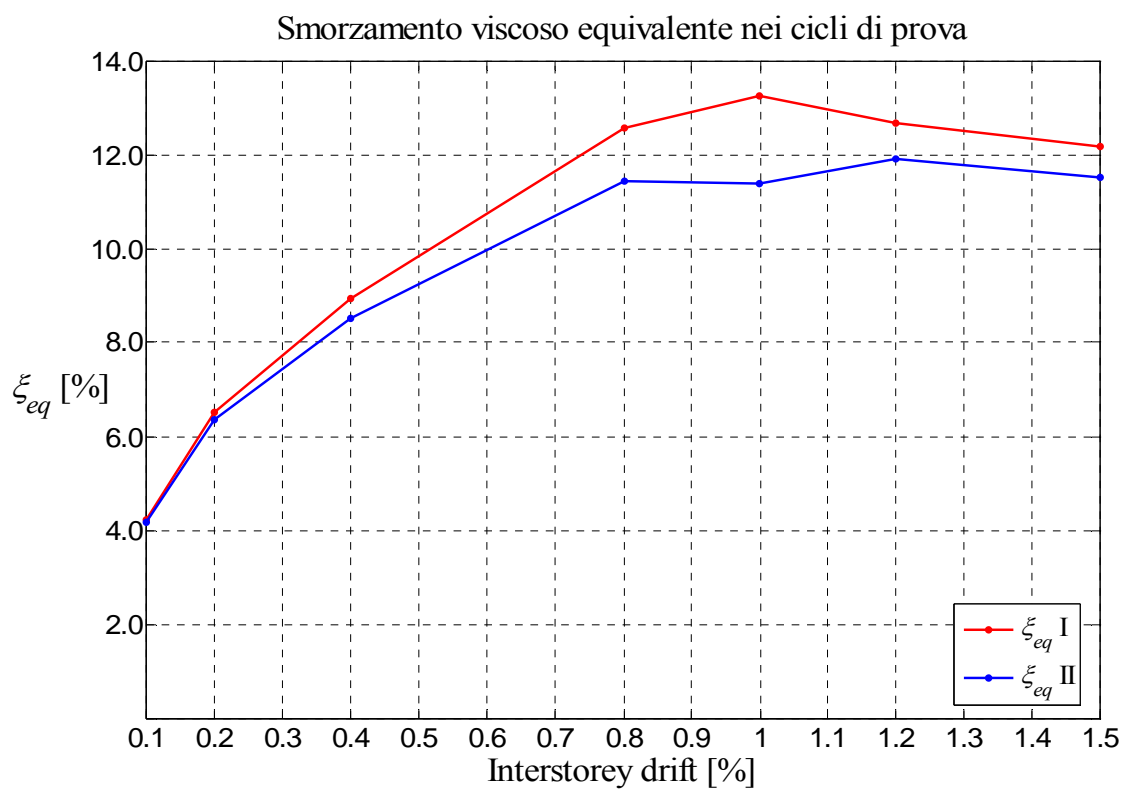


Figura 7.93 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.3 Prova n. 5

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 12%.

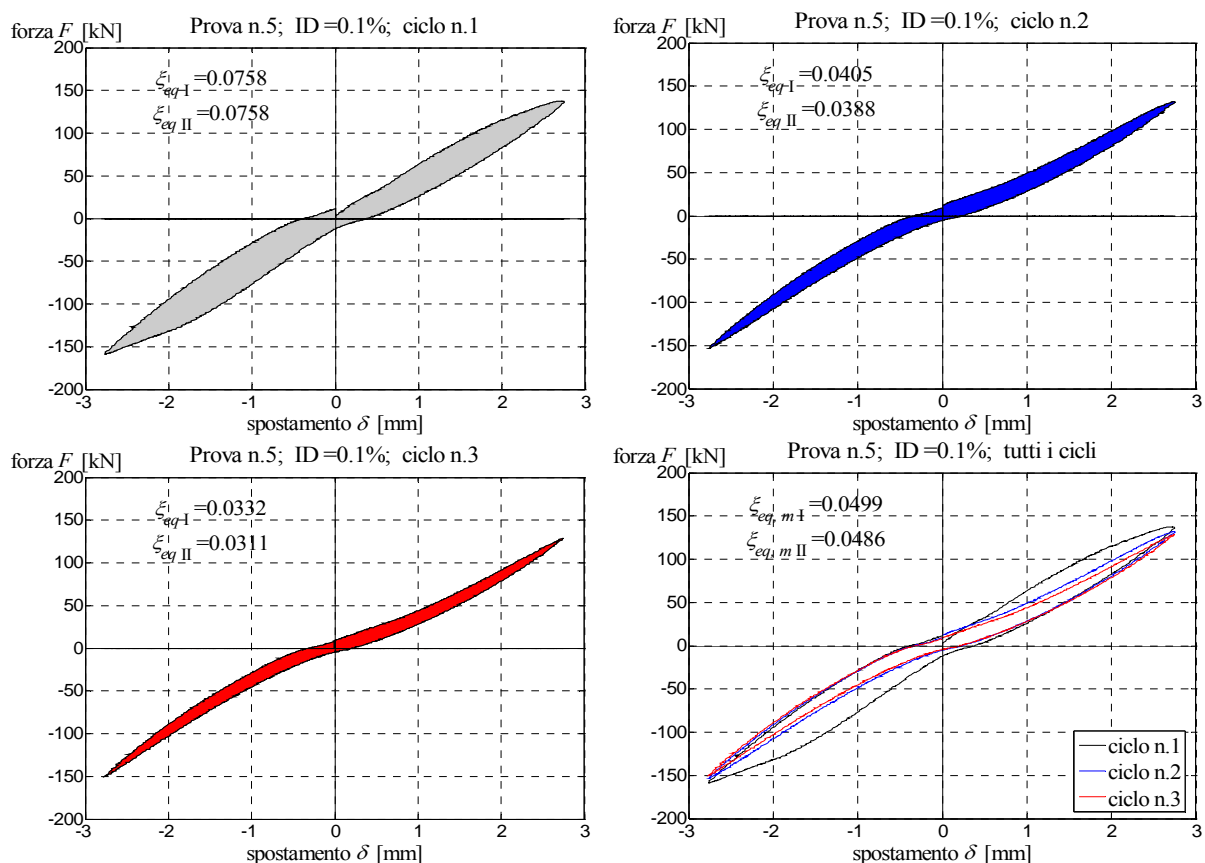


Figura 7.94 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

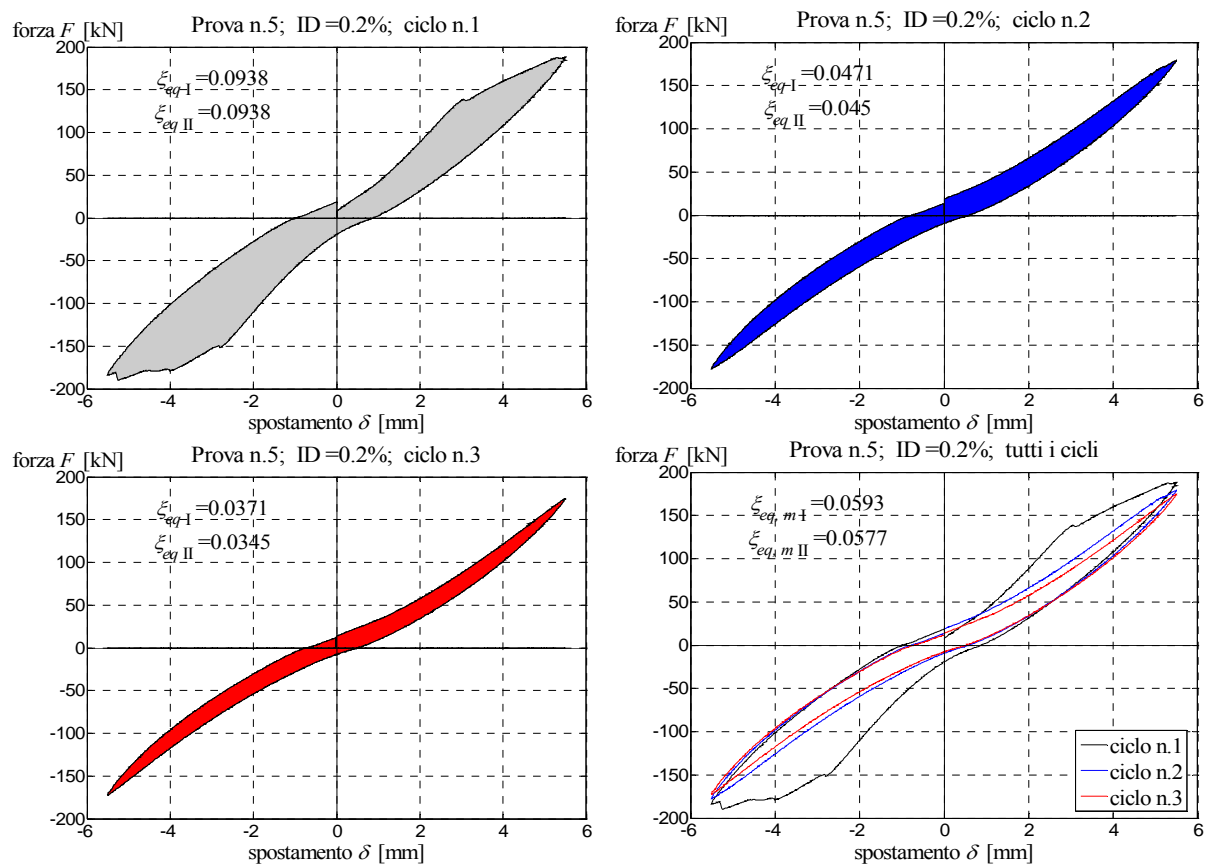


Figura 7.95 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

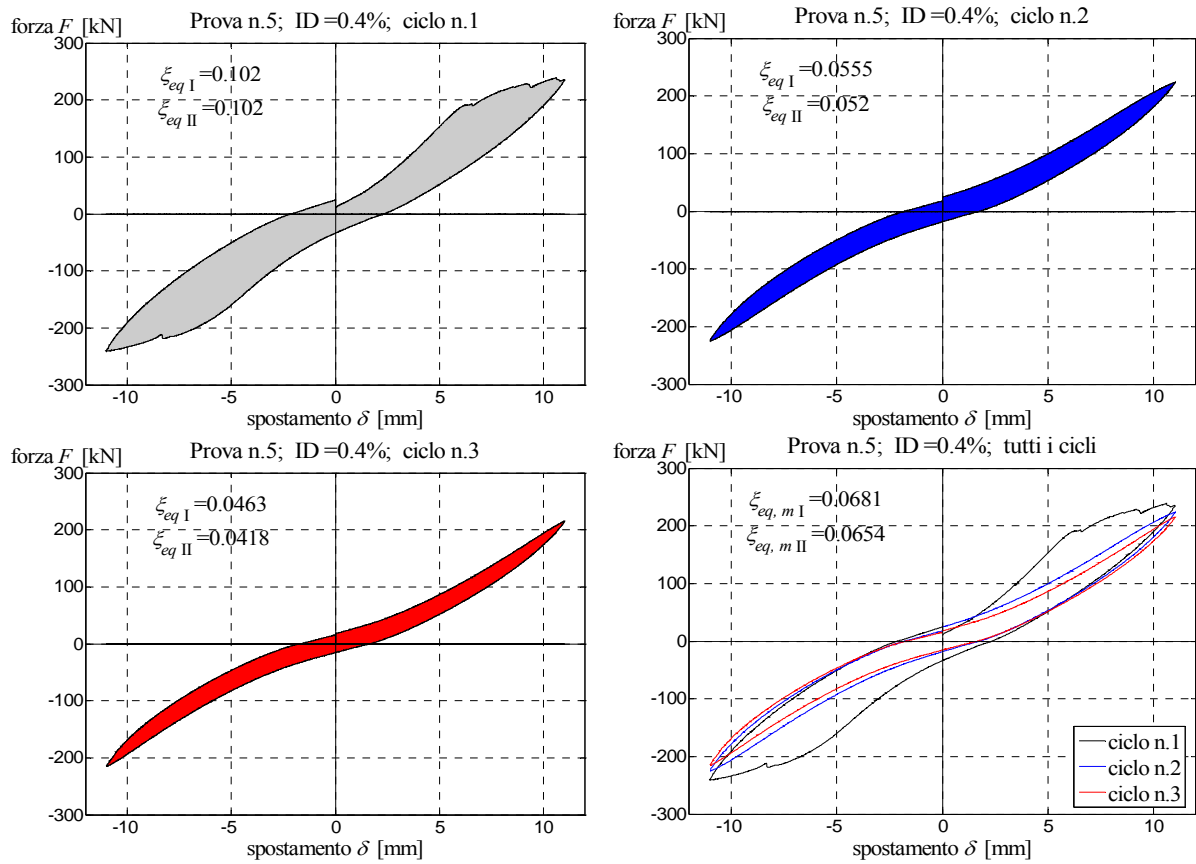


Figura 7.96 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

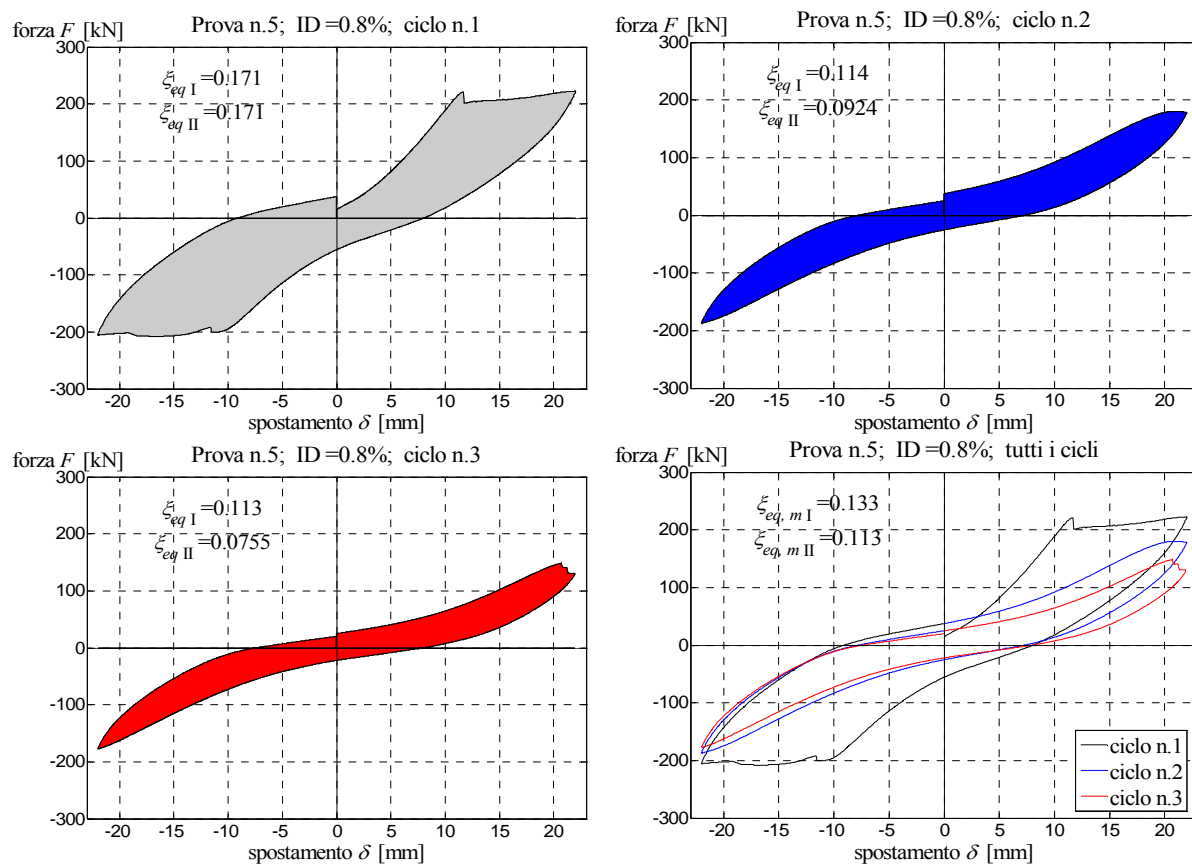


Figura 7.97 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

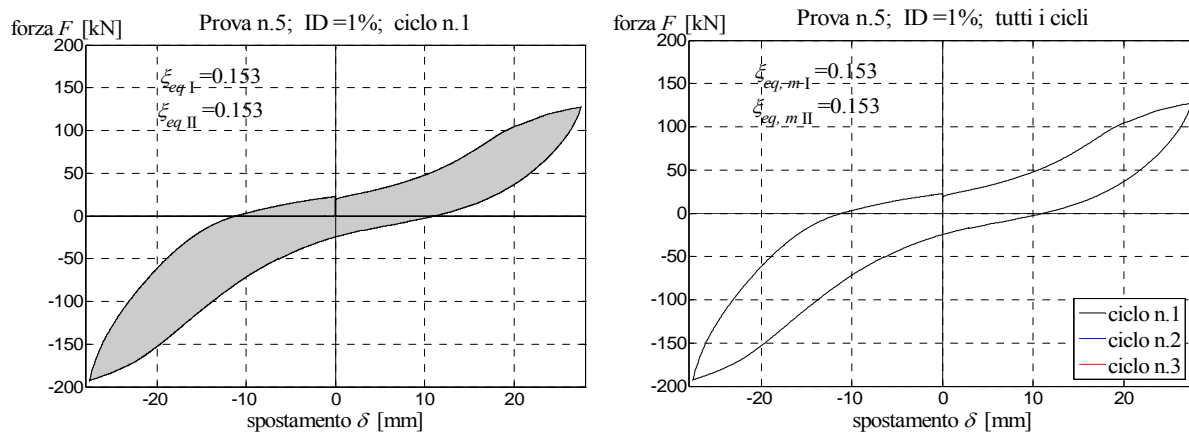


Figura 7.98 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi.

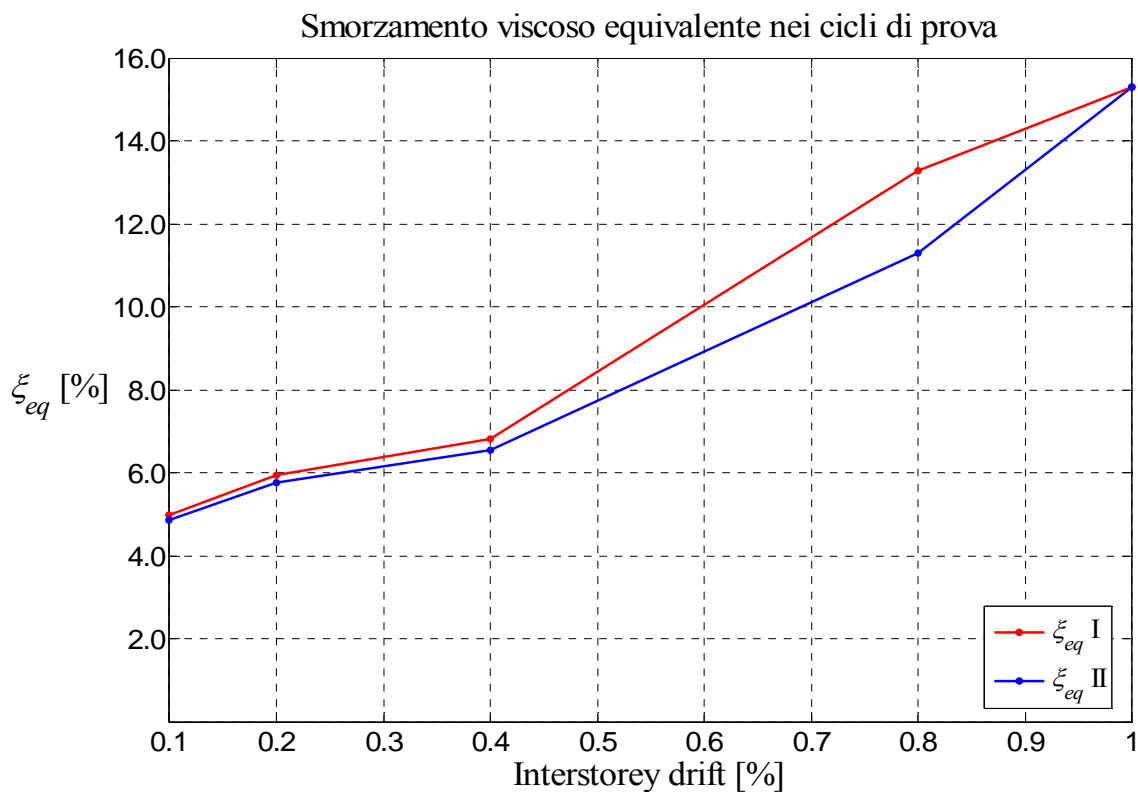


Figura 7.99 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.4 Prova n. 6

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 10%.

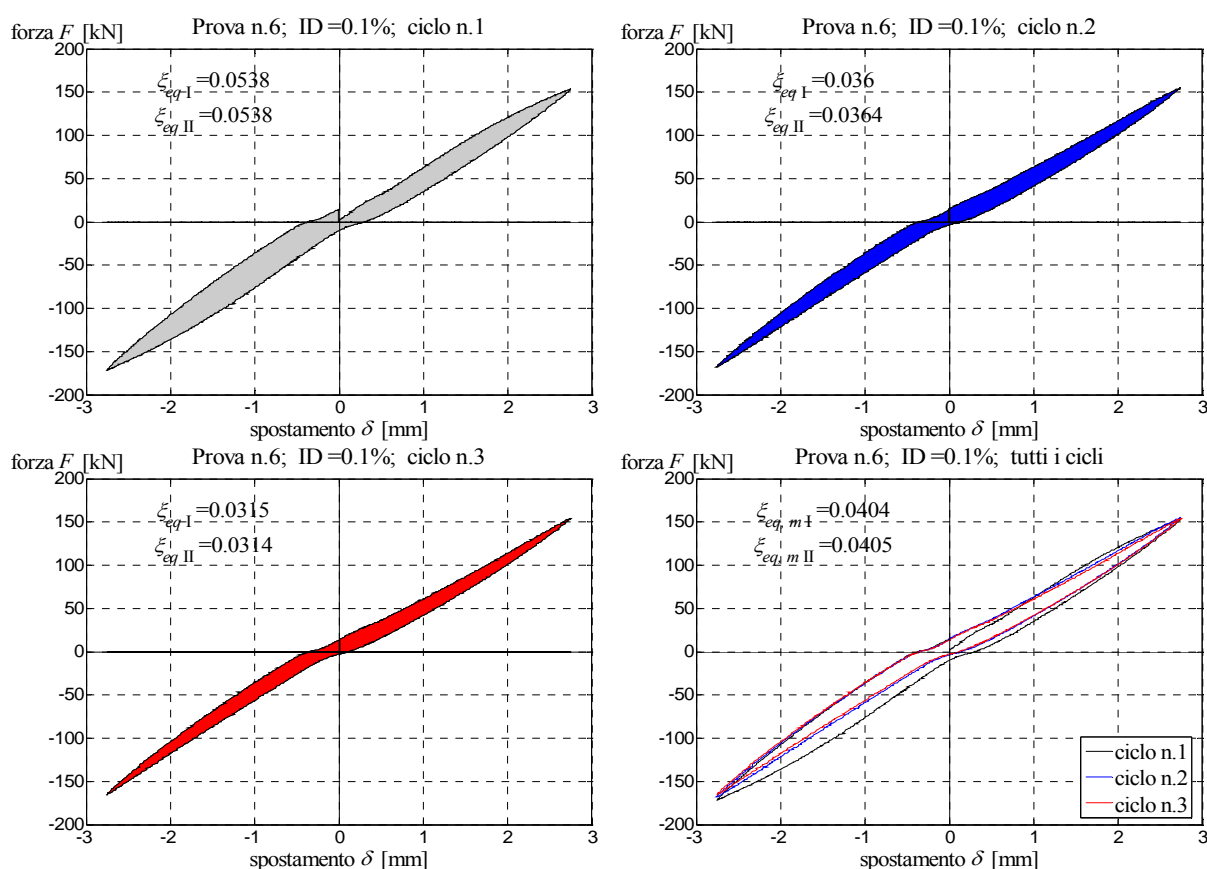


Figura 7.100 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

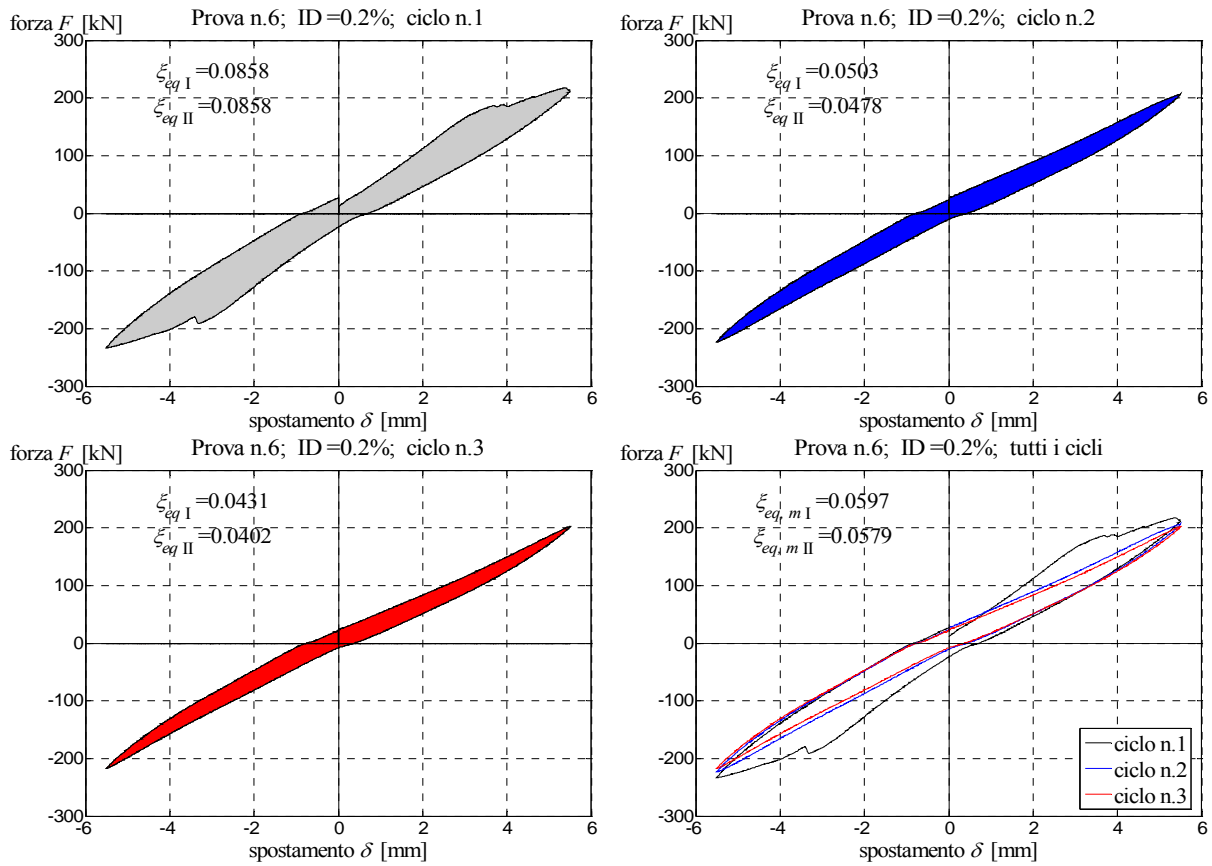


Figura 7.101 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

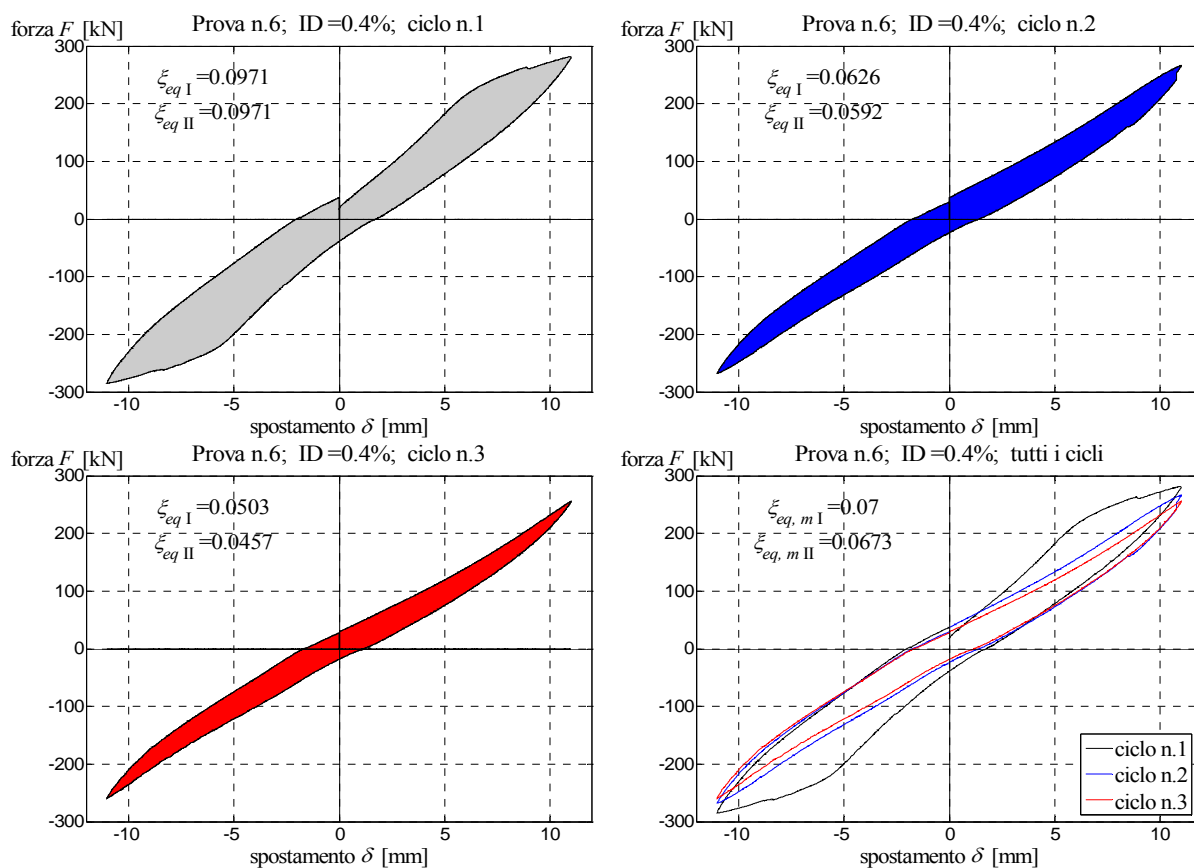


Figura 7.102 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

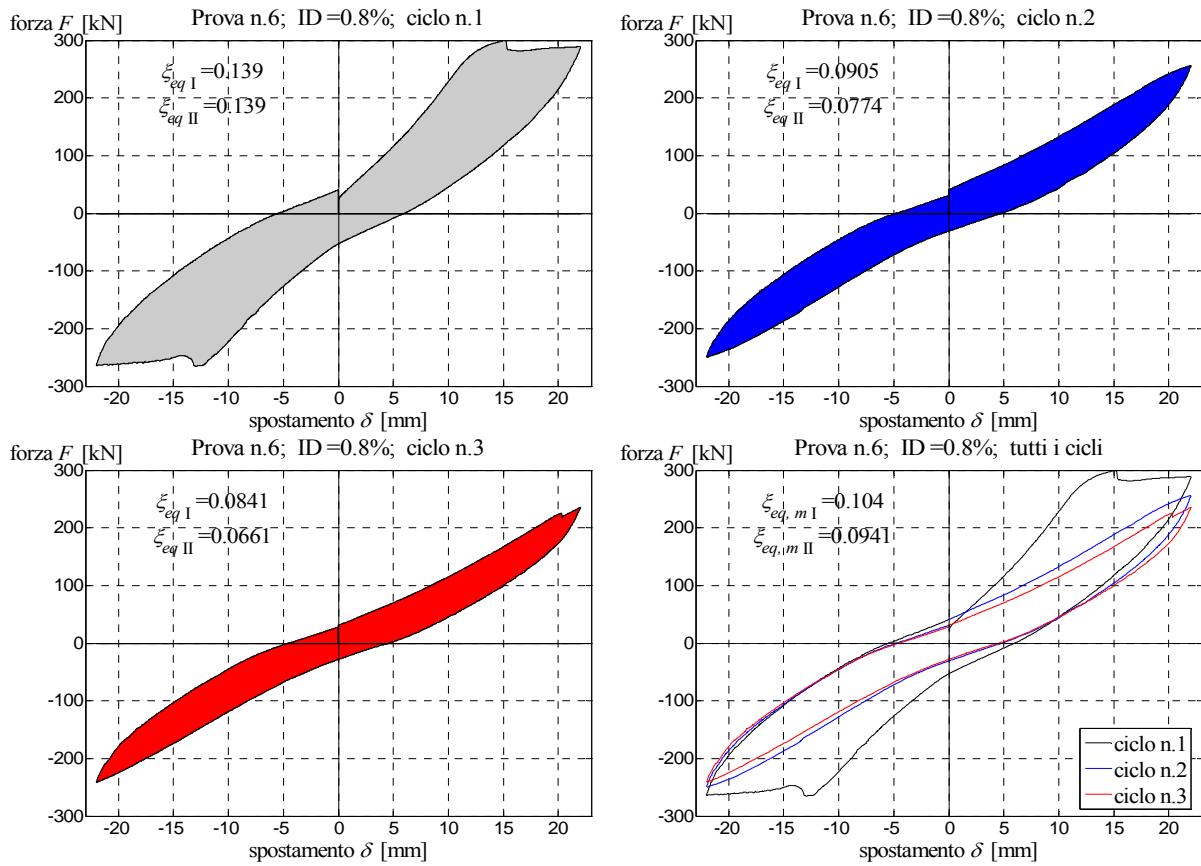


Figura 7.103 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

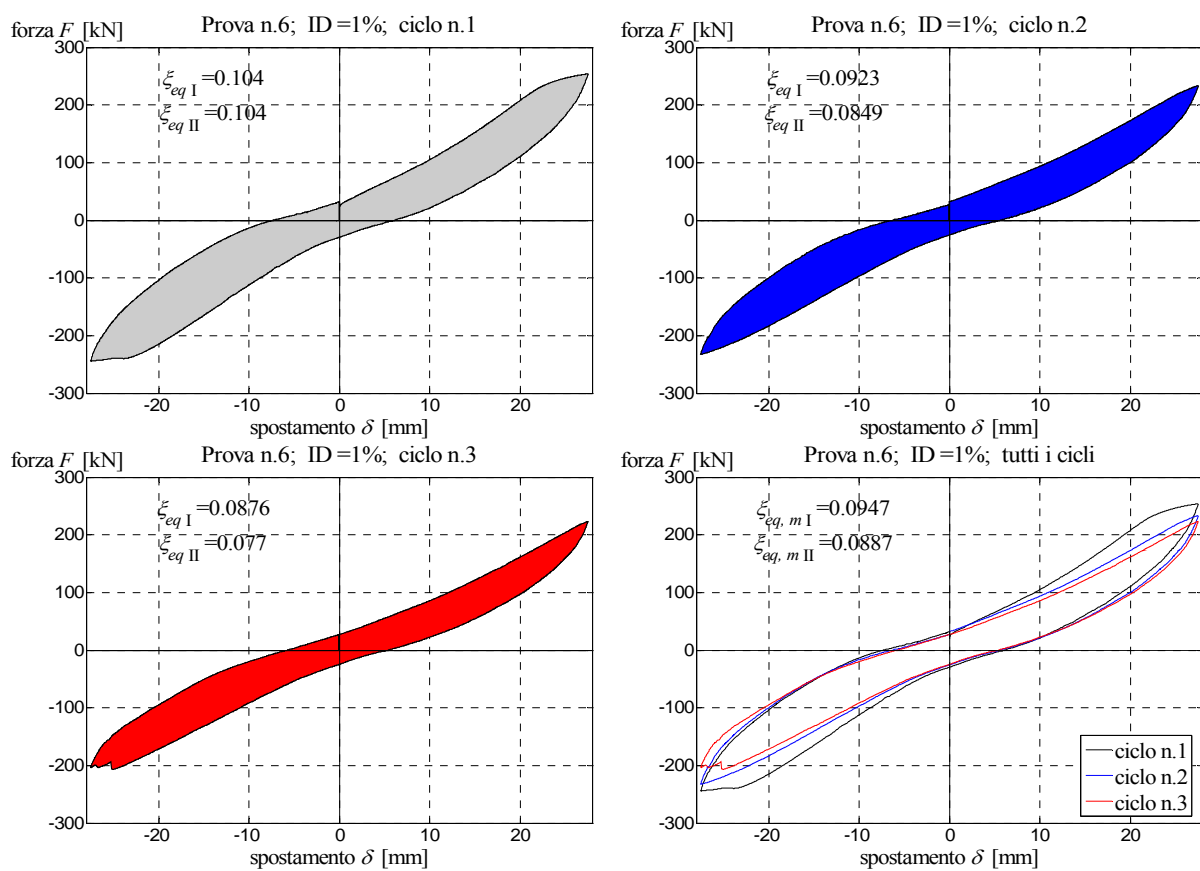


Figura 7.104 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

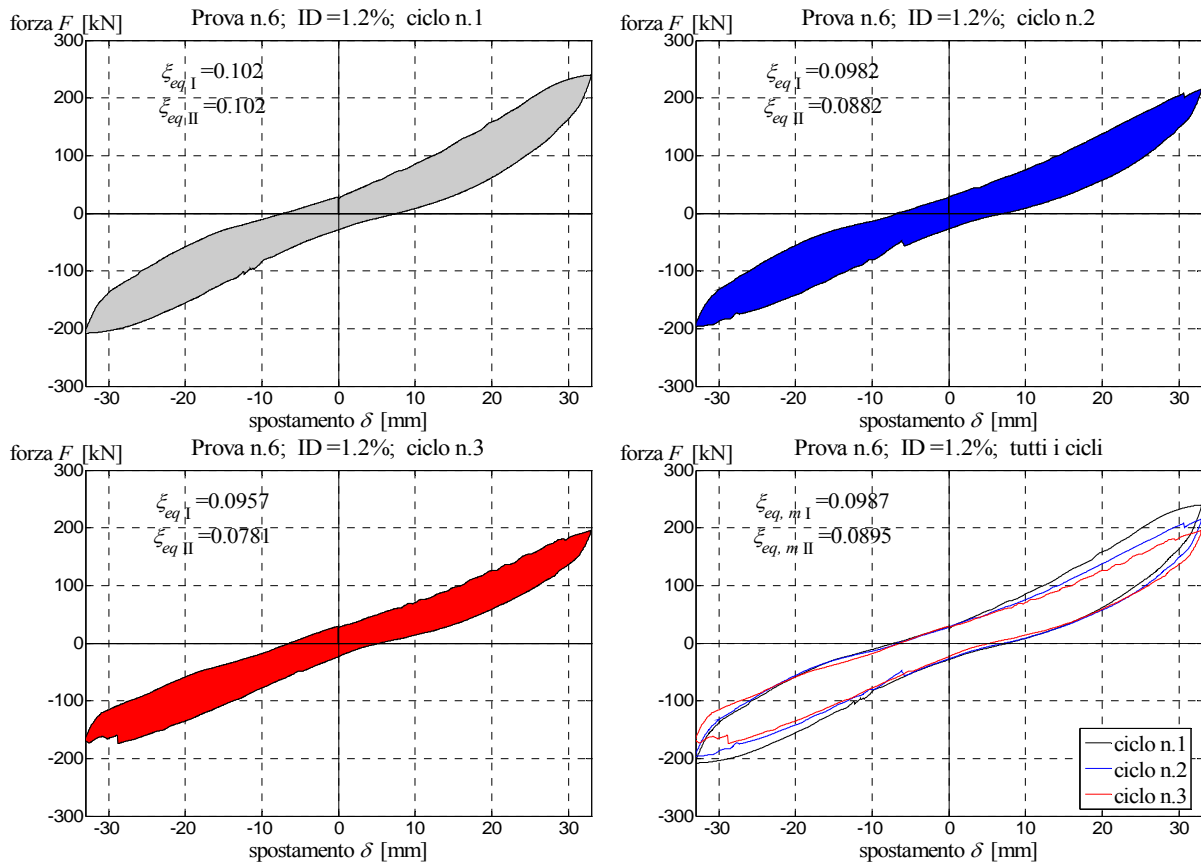


Figura 7.105 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

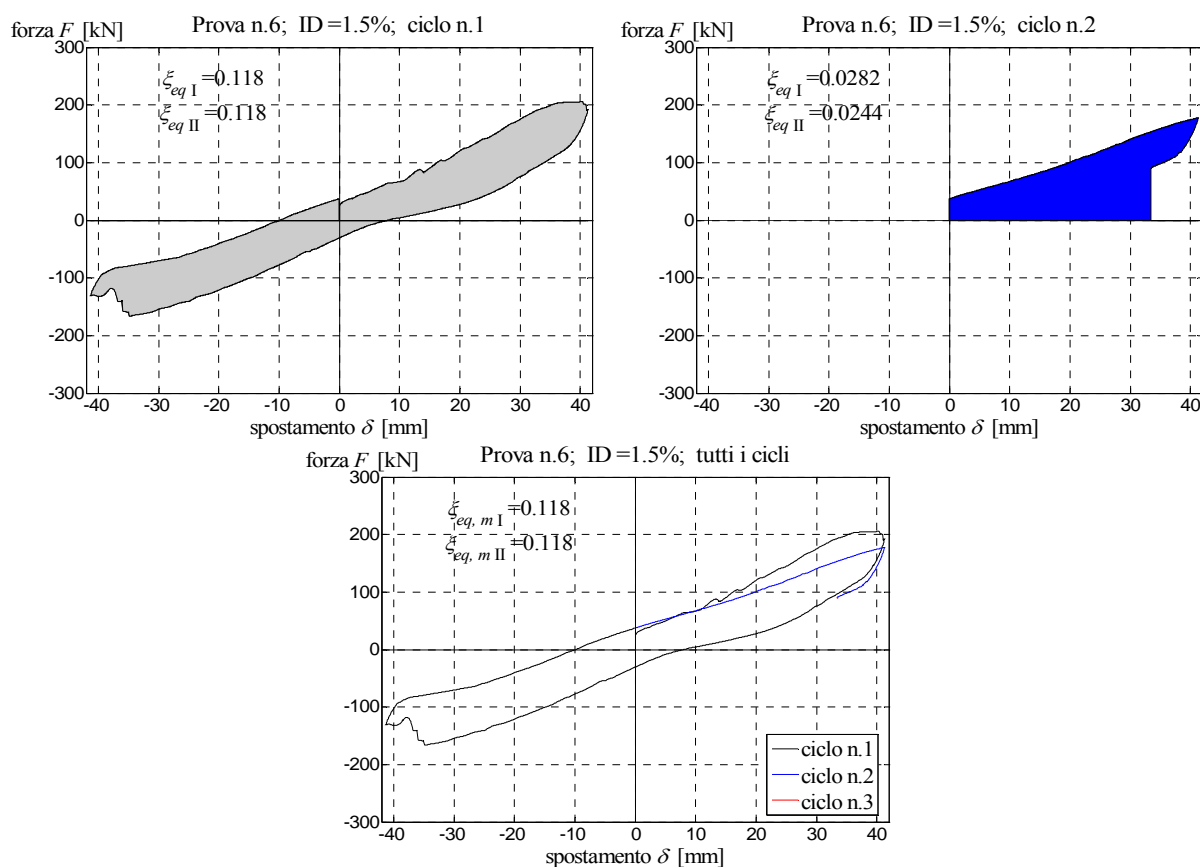


Figura 7.106 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,mI}$ e $\xi_{eq,mII}$, in funzione degli ID impressi.

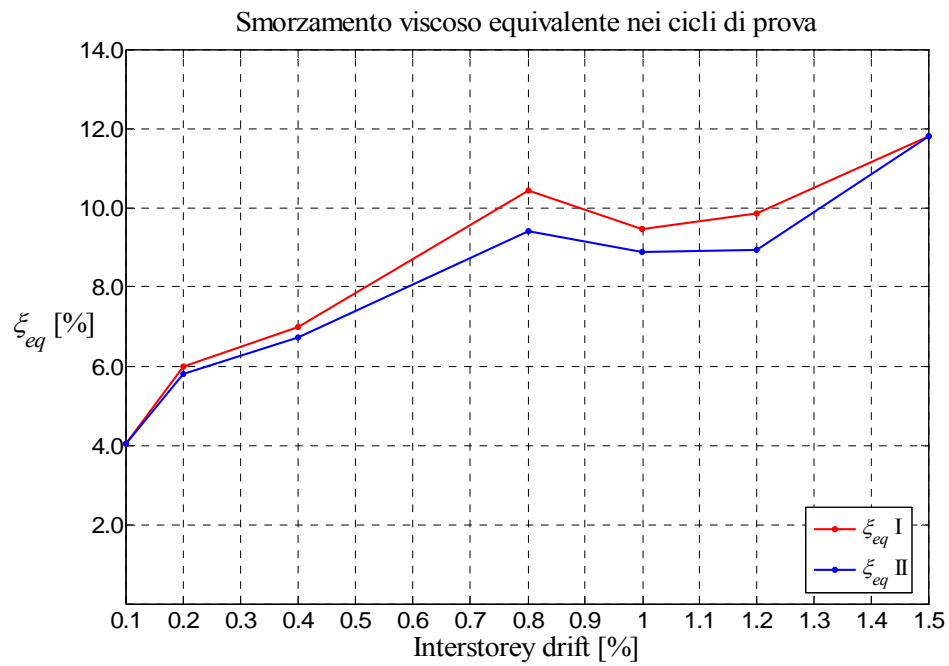


Figura 7.107 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m\ I}$ e $\xi_{eq,m\ II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.5 Prova n. 8

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 12%.

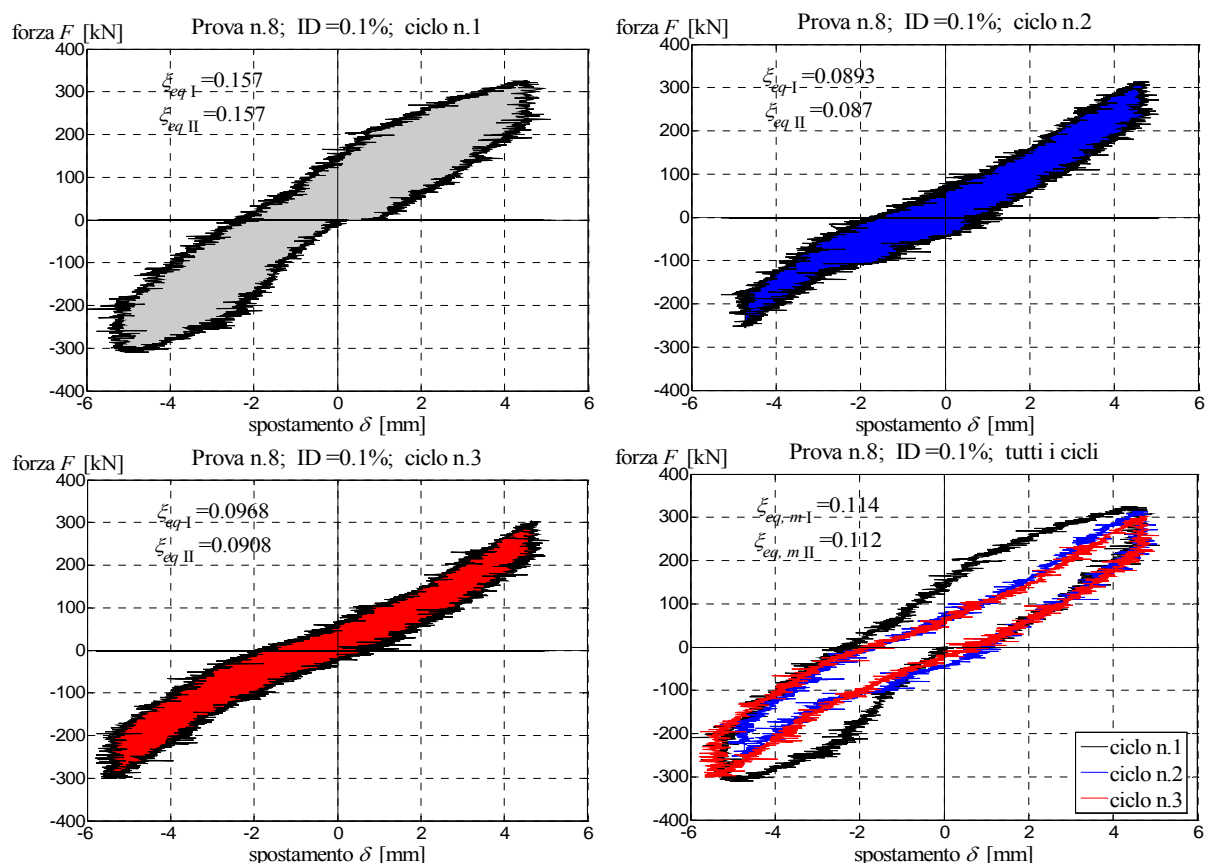


Figura 7.108 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

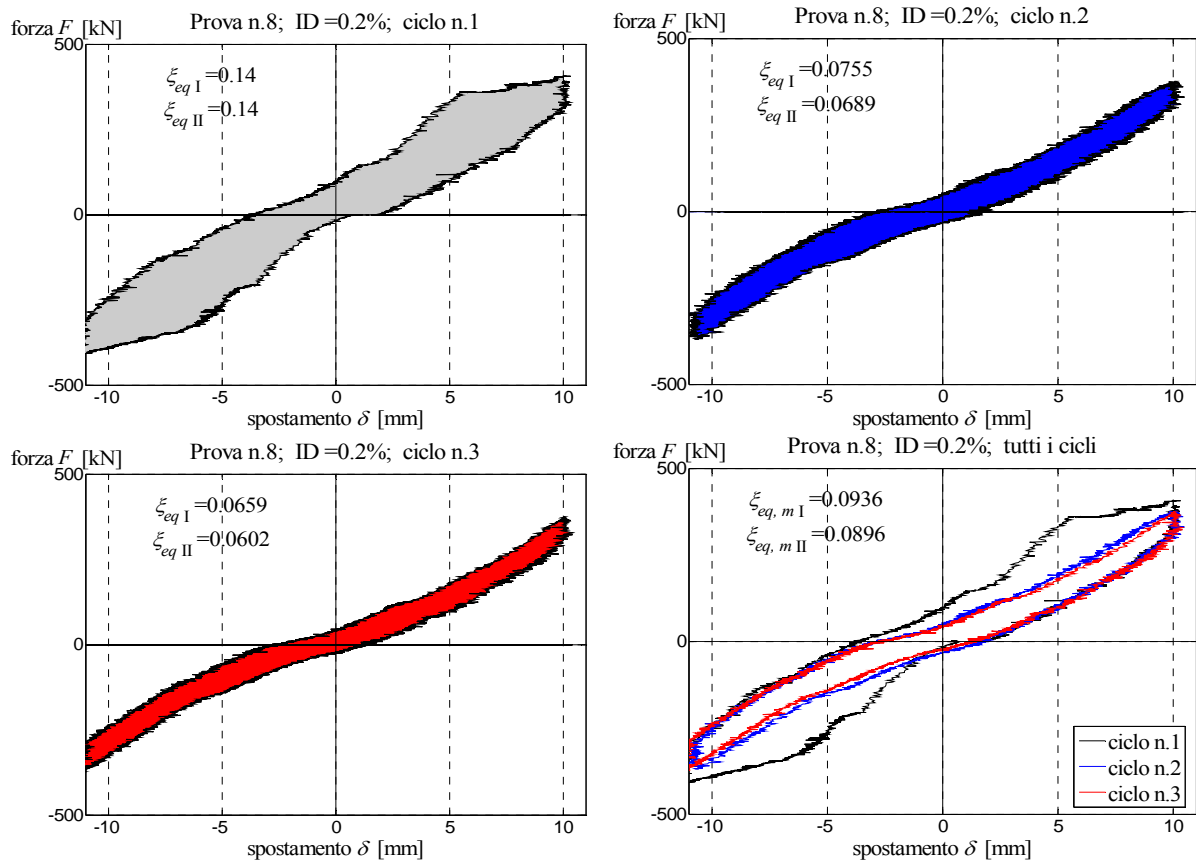


Figura 7.109 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

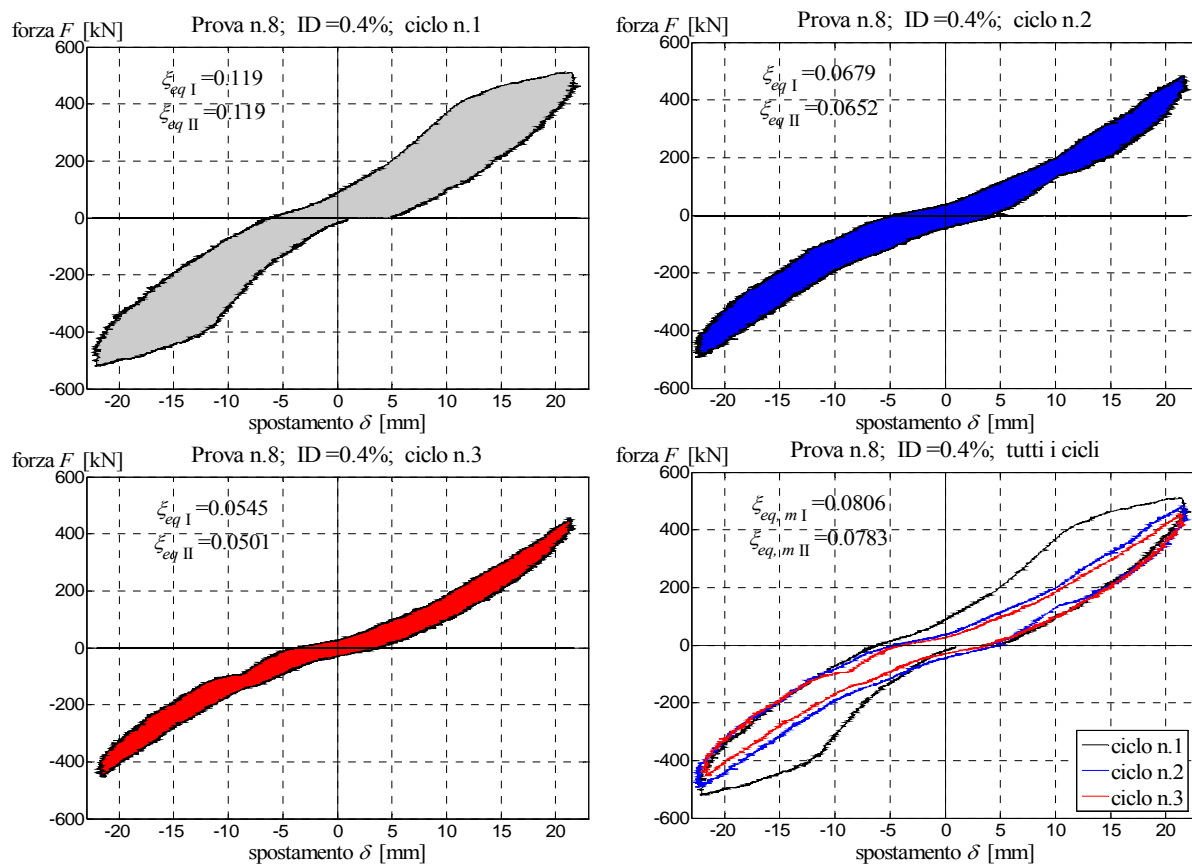


Figura 7.110 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

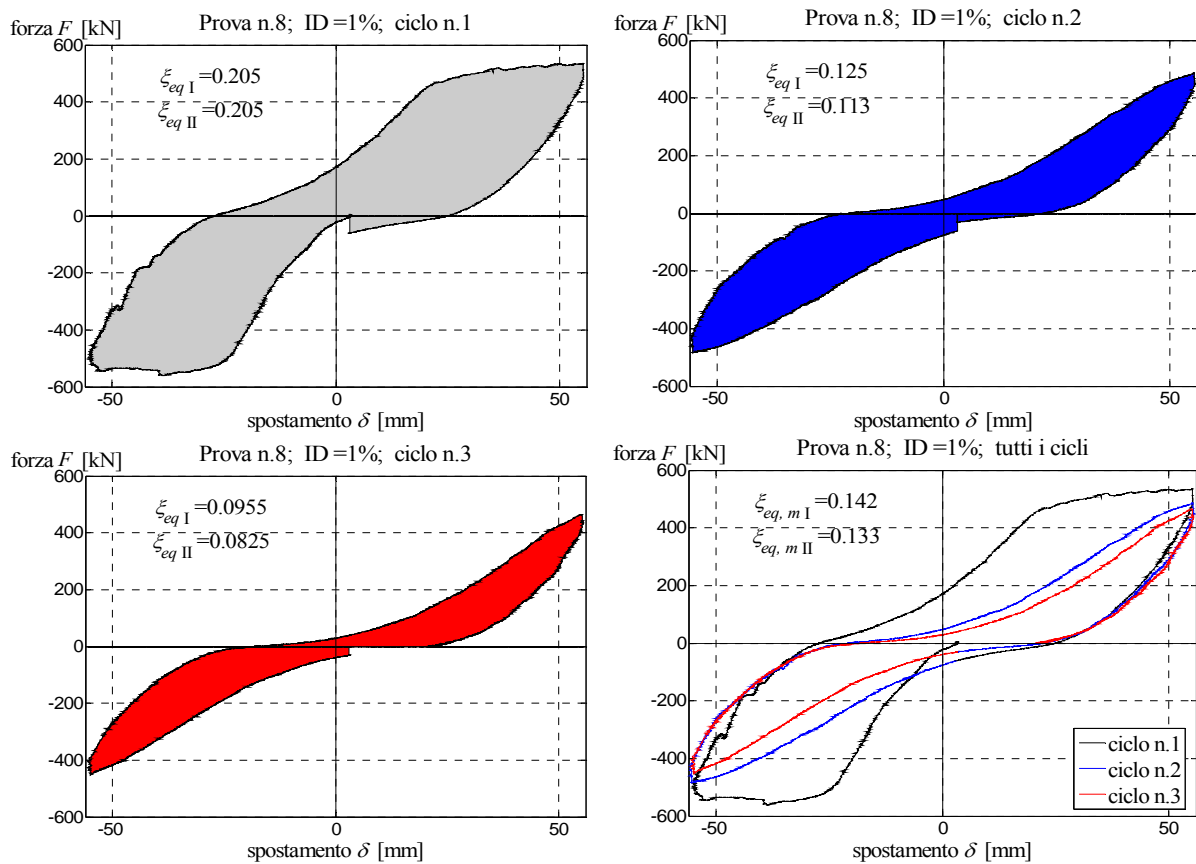


Figura 7.111 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

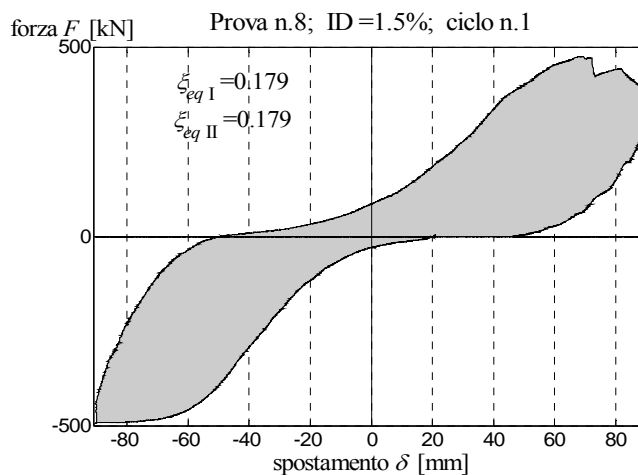


Figura 7.112 Curva Forza-Spostamento relativa ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi.

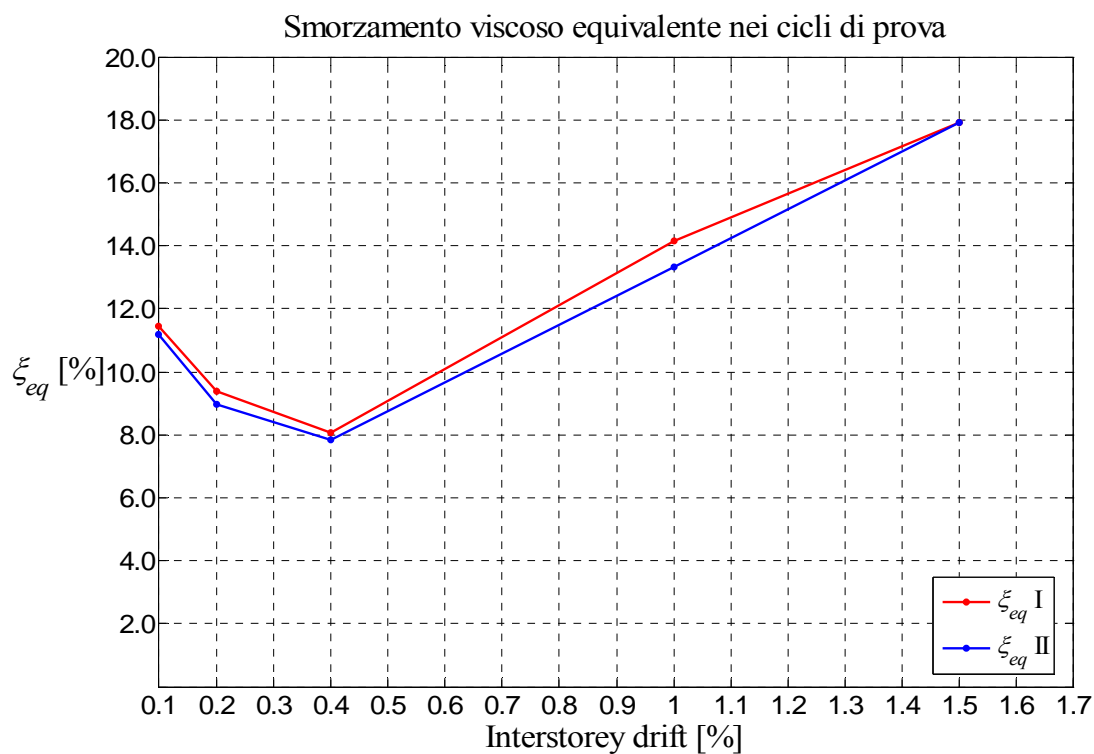


Figura 7.113 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.6 Prova n. 9

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno all' 11%.

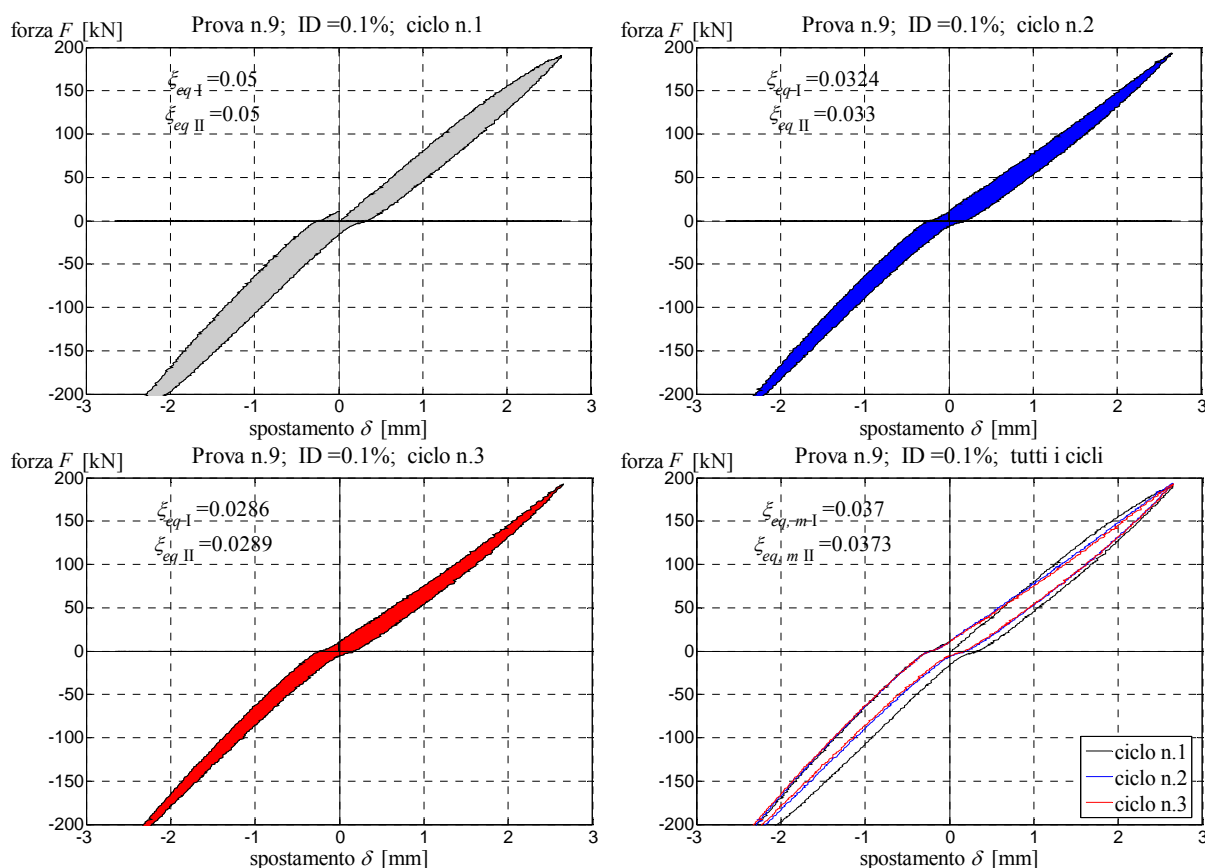


Figura 7.114 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

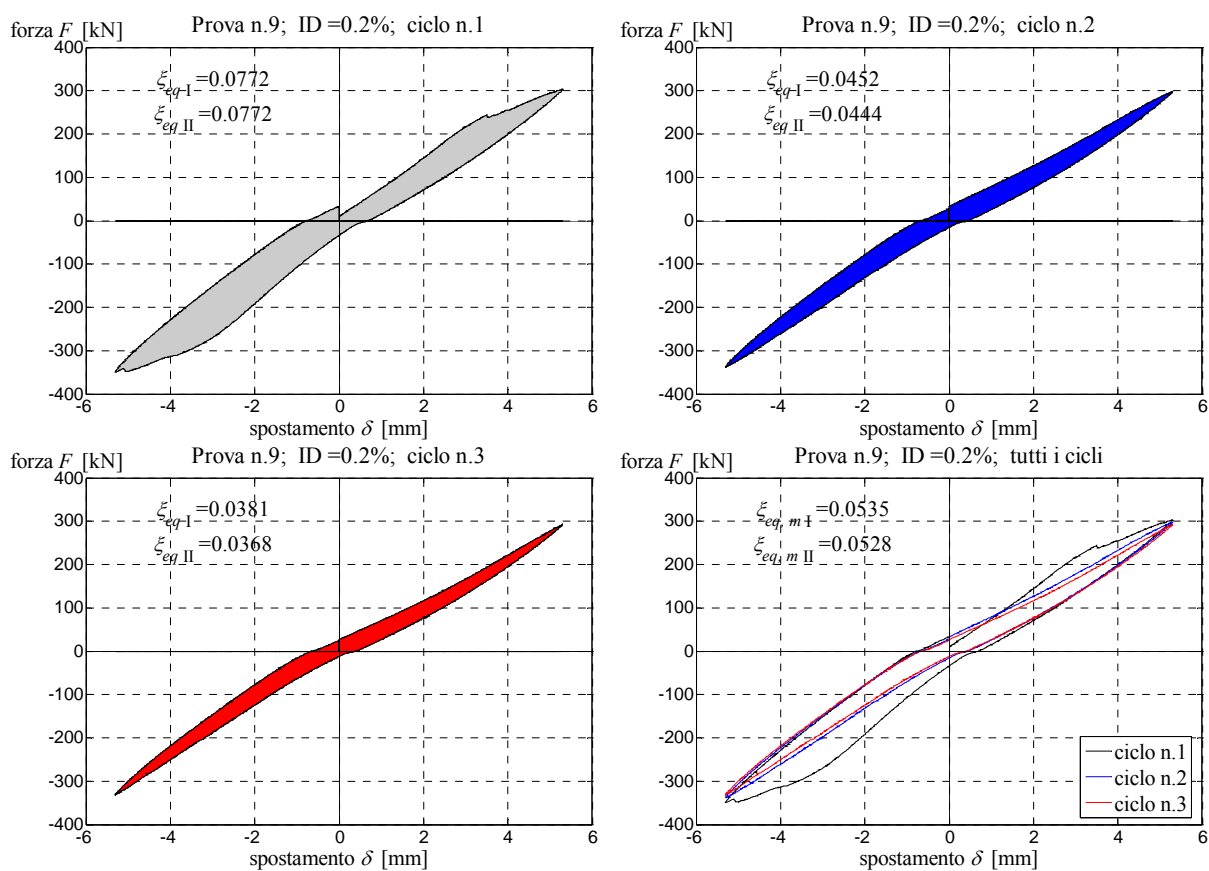


Figura 7.115 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

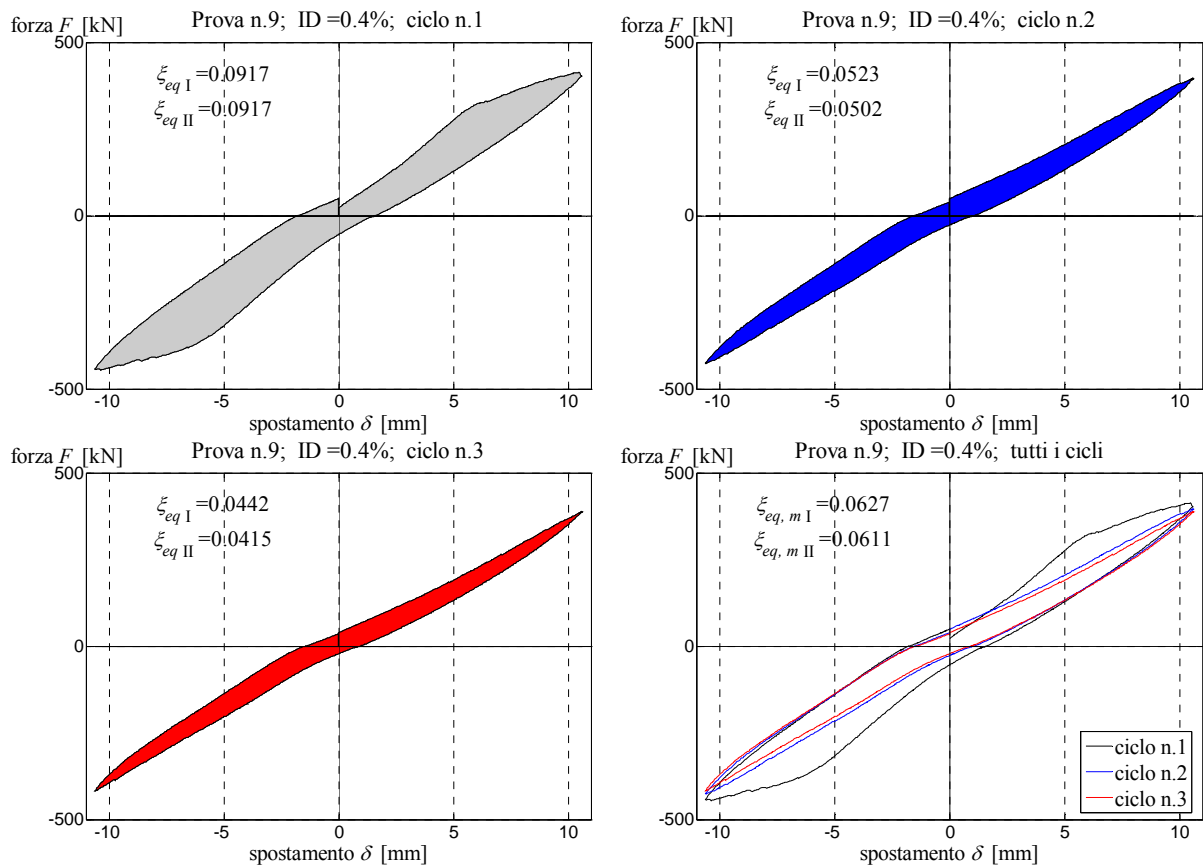


Figura 7.116 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

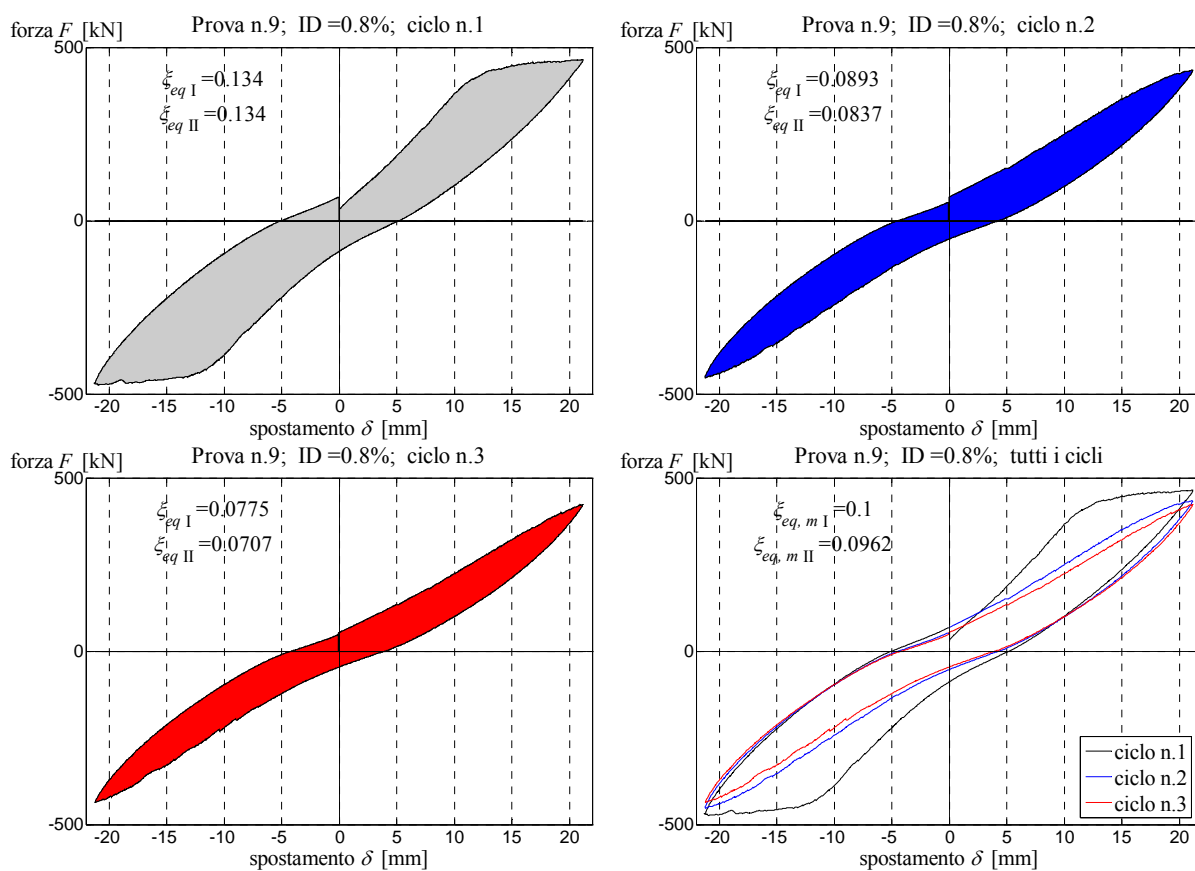


Figura 7.117 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

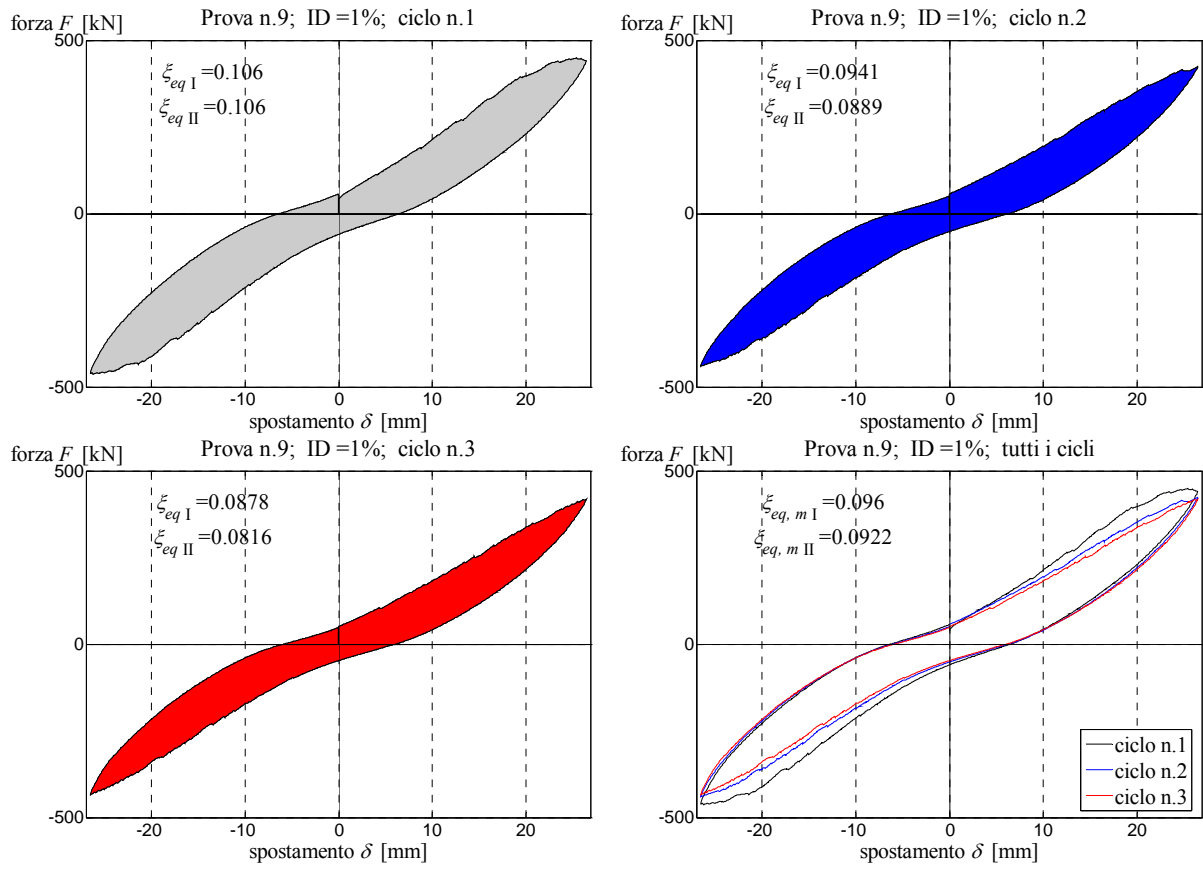


Figura 7.118 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

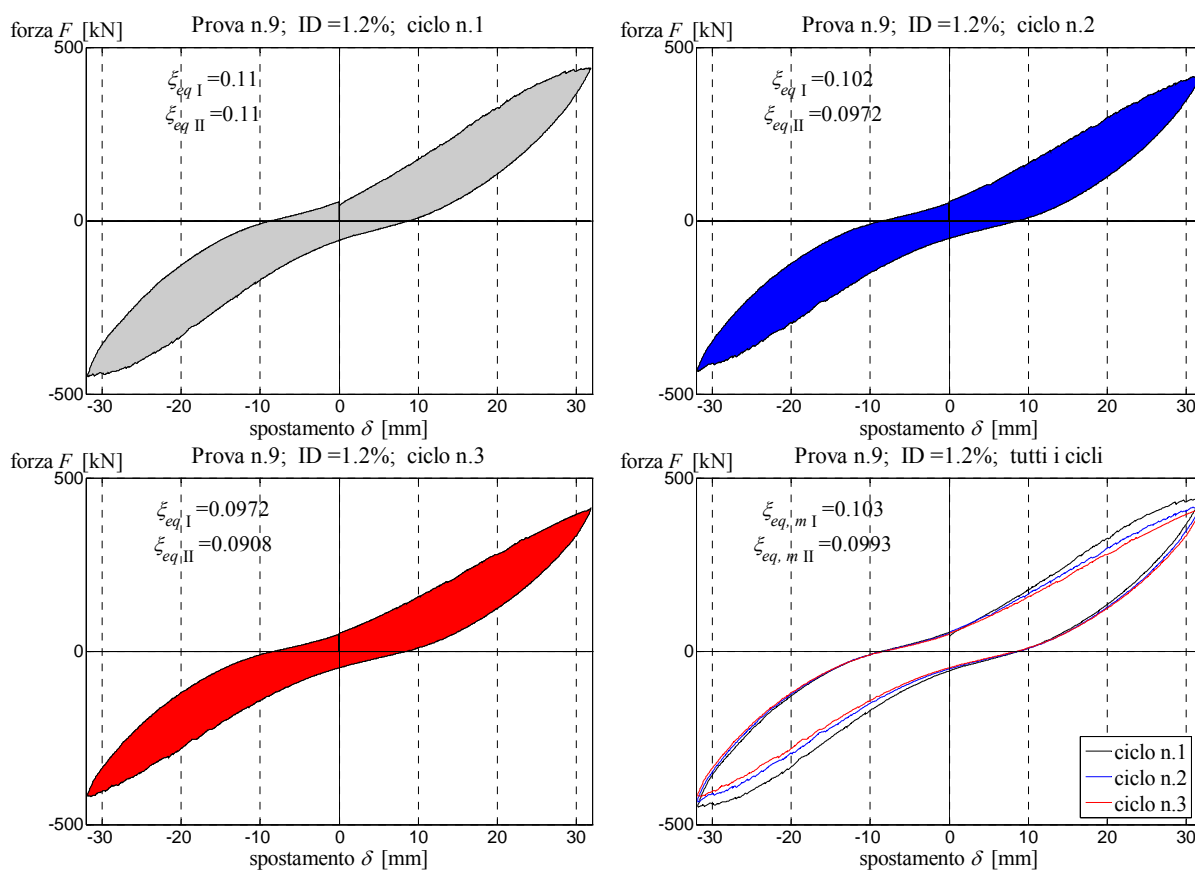


Figura 7.119 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

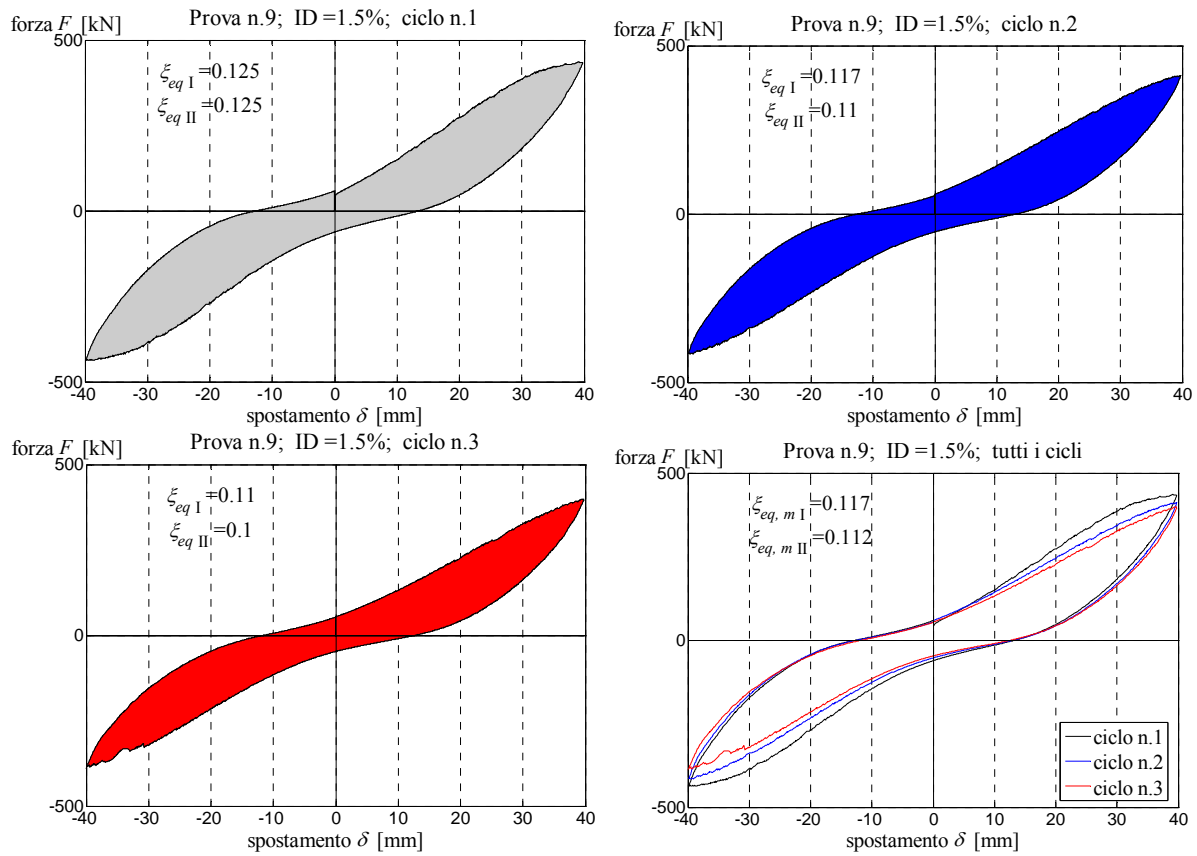


Figura 7.120 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

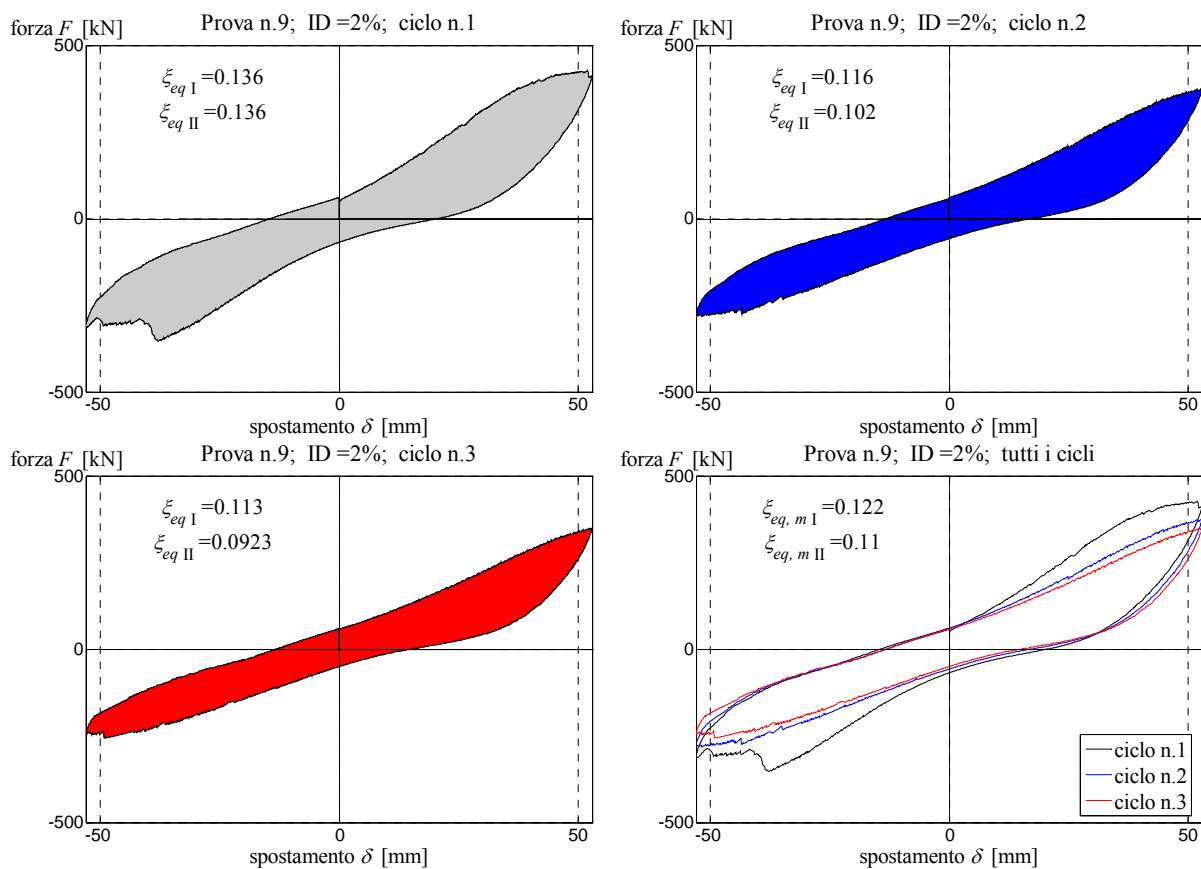


Figura 7.121 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari al 2.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi.

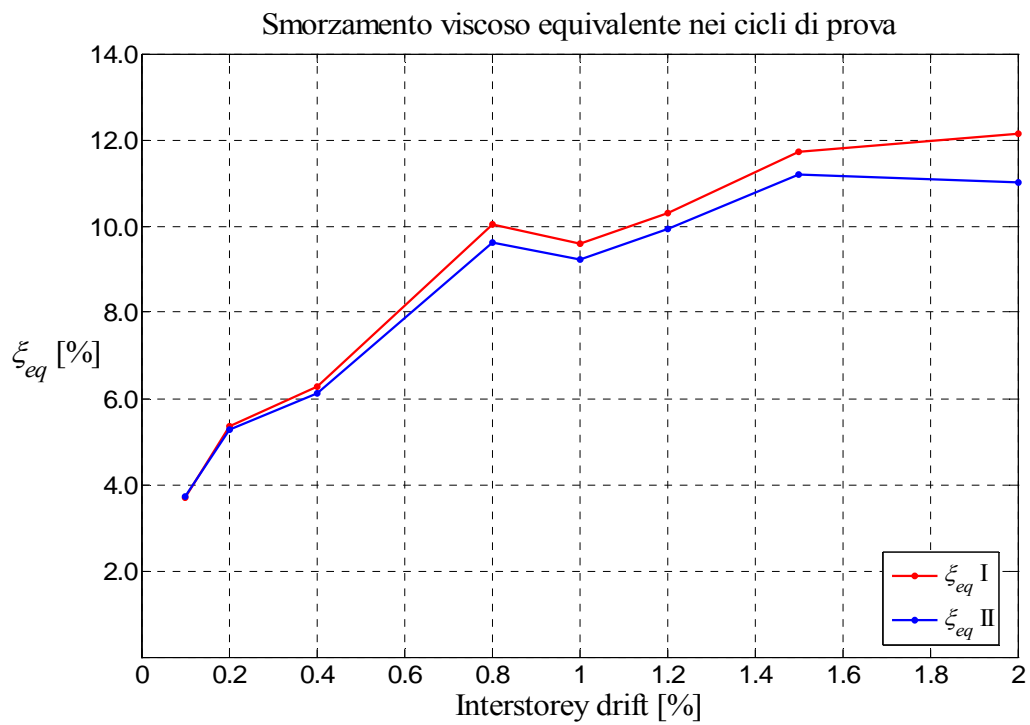


Figura 7.122 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.4.7 Prova n.10

I valori di smorzamento viscoso equivalente sviluppati dal pannello durante i cicli di prova, sono mostrati nei grafici forza-spostamento seguenti. In particolare, per ogni ID impresso, i primi grafici mostrano i cicli di isteresi dei singoli cicli di prova effettuati (3 in genere), riportando i valori parziali degli smorzamenti $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$, mentre l'ultimo grafico mostra tutti i cicli effettuati, riportando i valori medi $\xi_{eq, mI}$ e $\xi_{eq, mII}$. Dalle figure seguenti, si può notare che:

- per bassi valori di caricamento, quando cioè è lecito assumere un comportamento elastico lineare del materiale, ξ assume valori inferiori o uguali al 5 %;
- in campo non lineare ξ raggiunge valori più elevati, mediamente attorno al 9%.

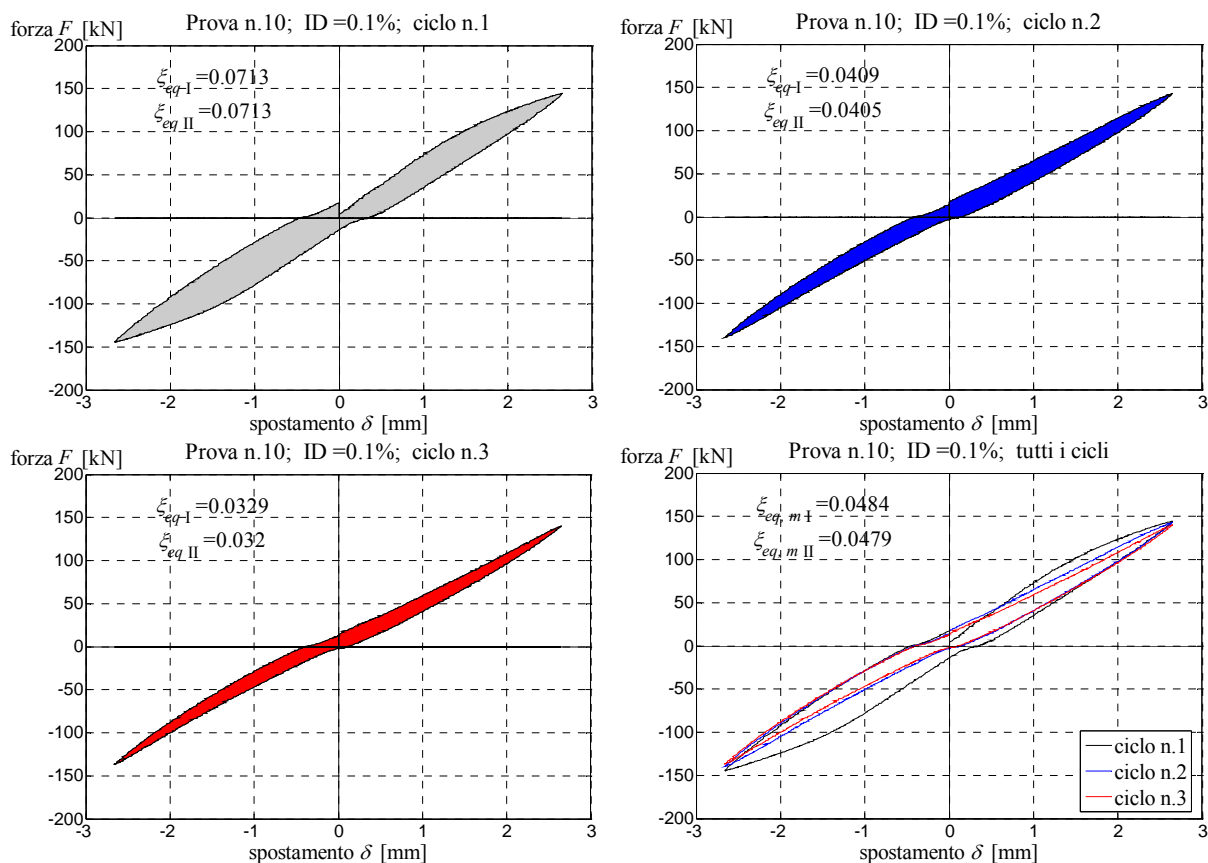


Figura 7.123 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.1%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq, I}$ e $\xi_{eq, II}$.

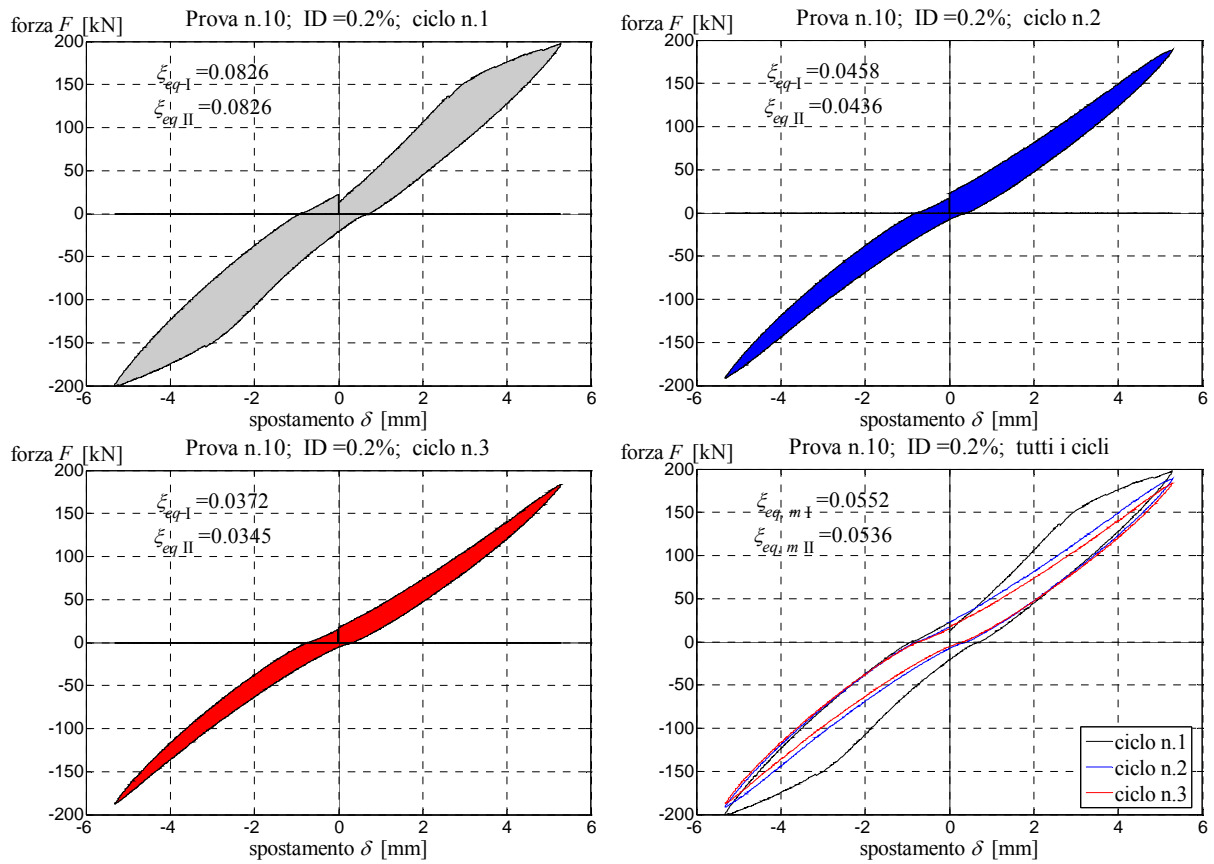


Figura 7.124 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

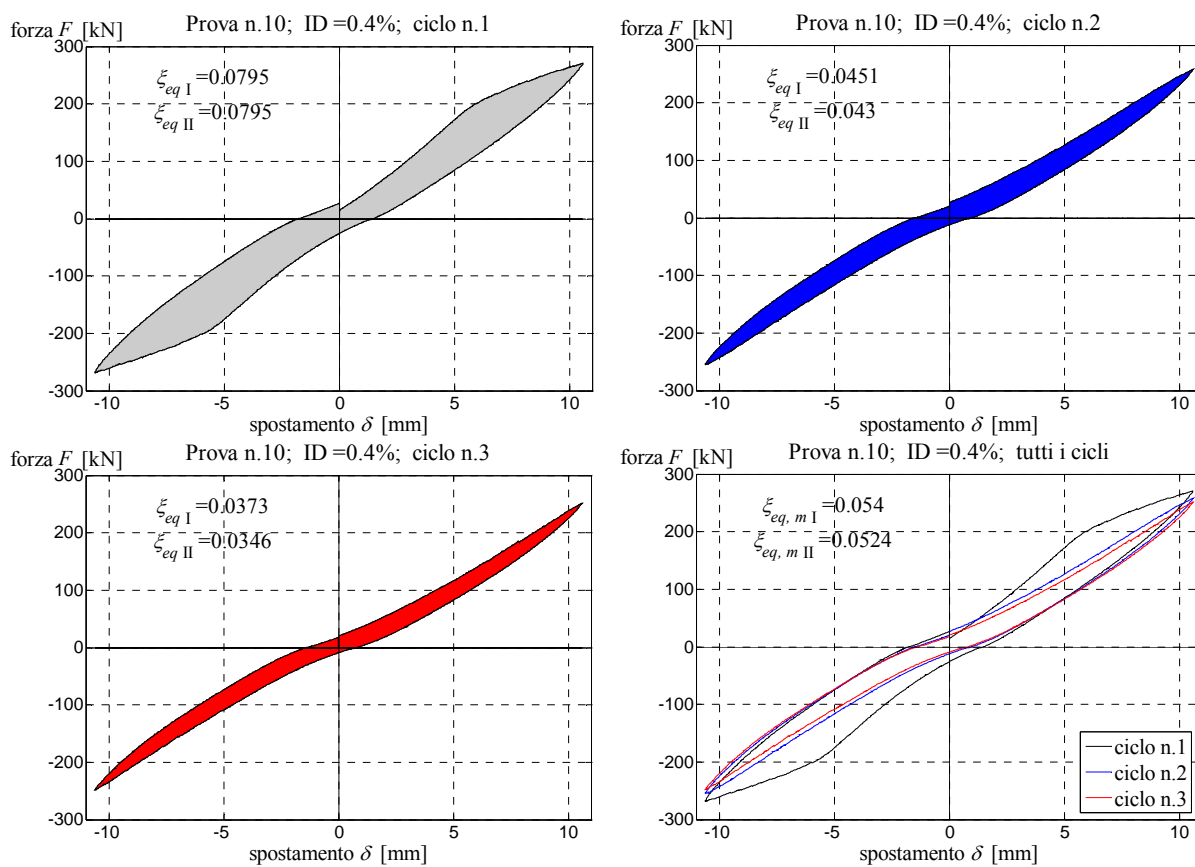


Figura 7.125 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.4%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

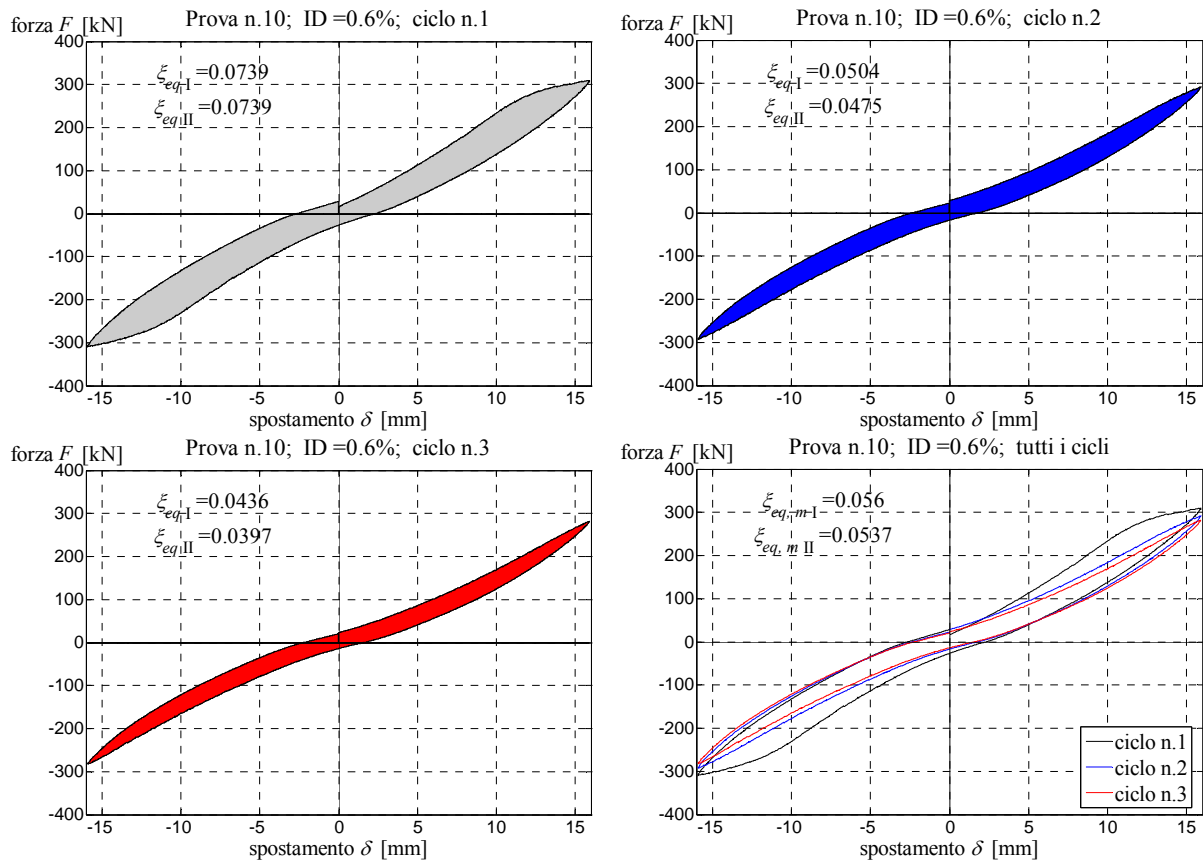


Figura 7.126 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.6%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

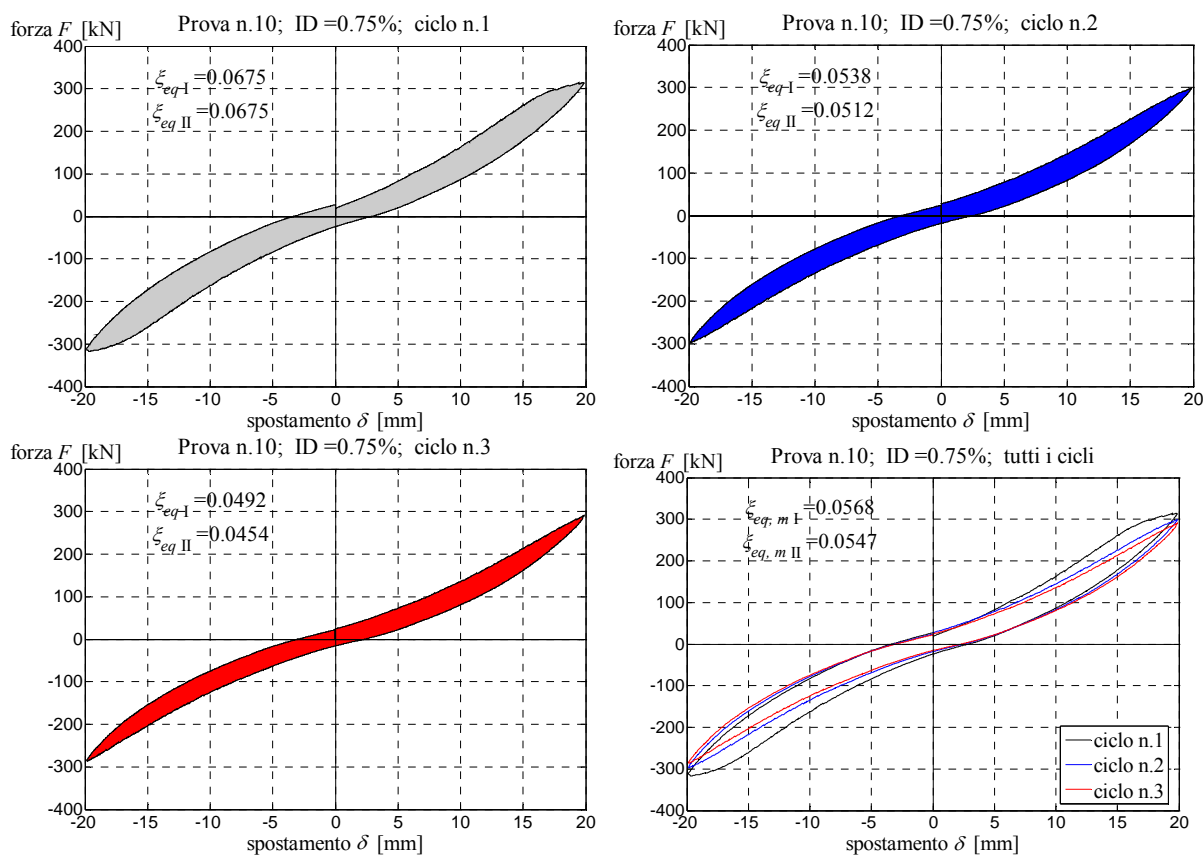


Figura 7.127 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari allo 0.75%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

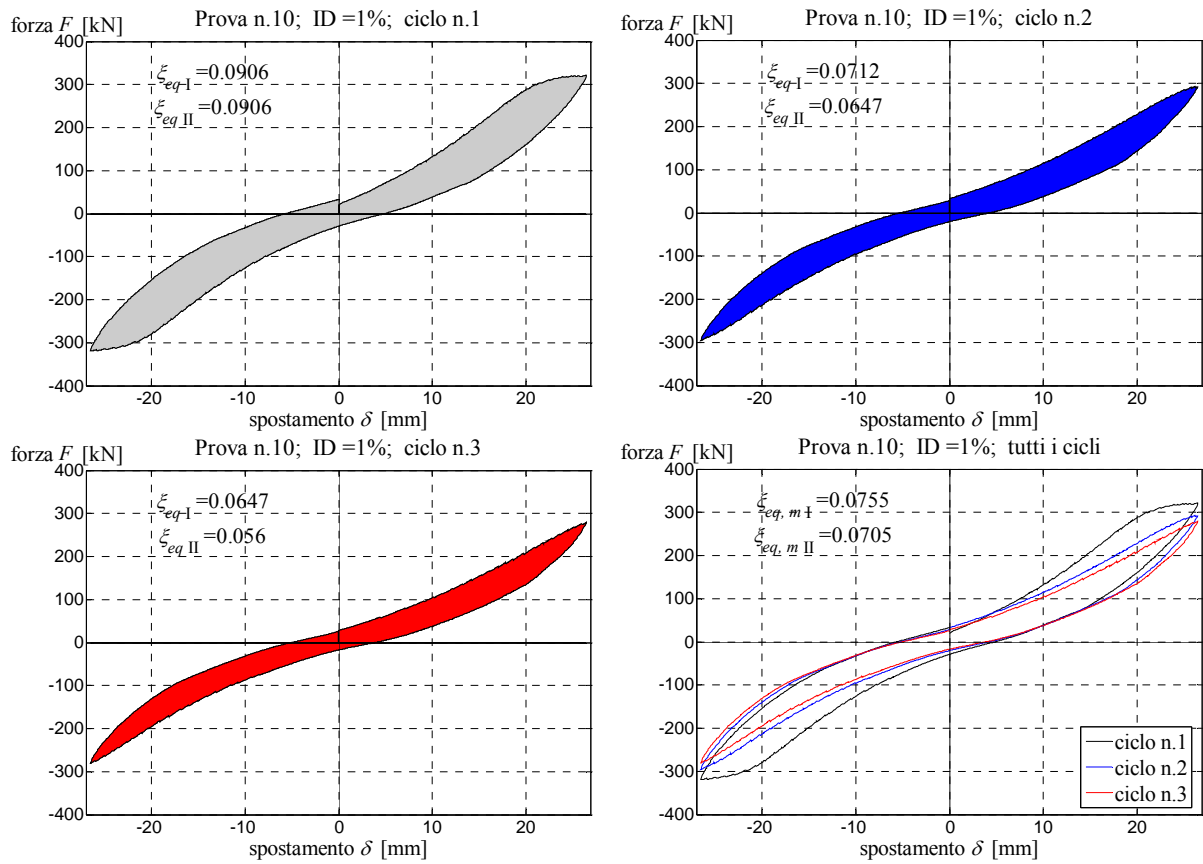


Figura 7.128 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.0%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

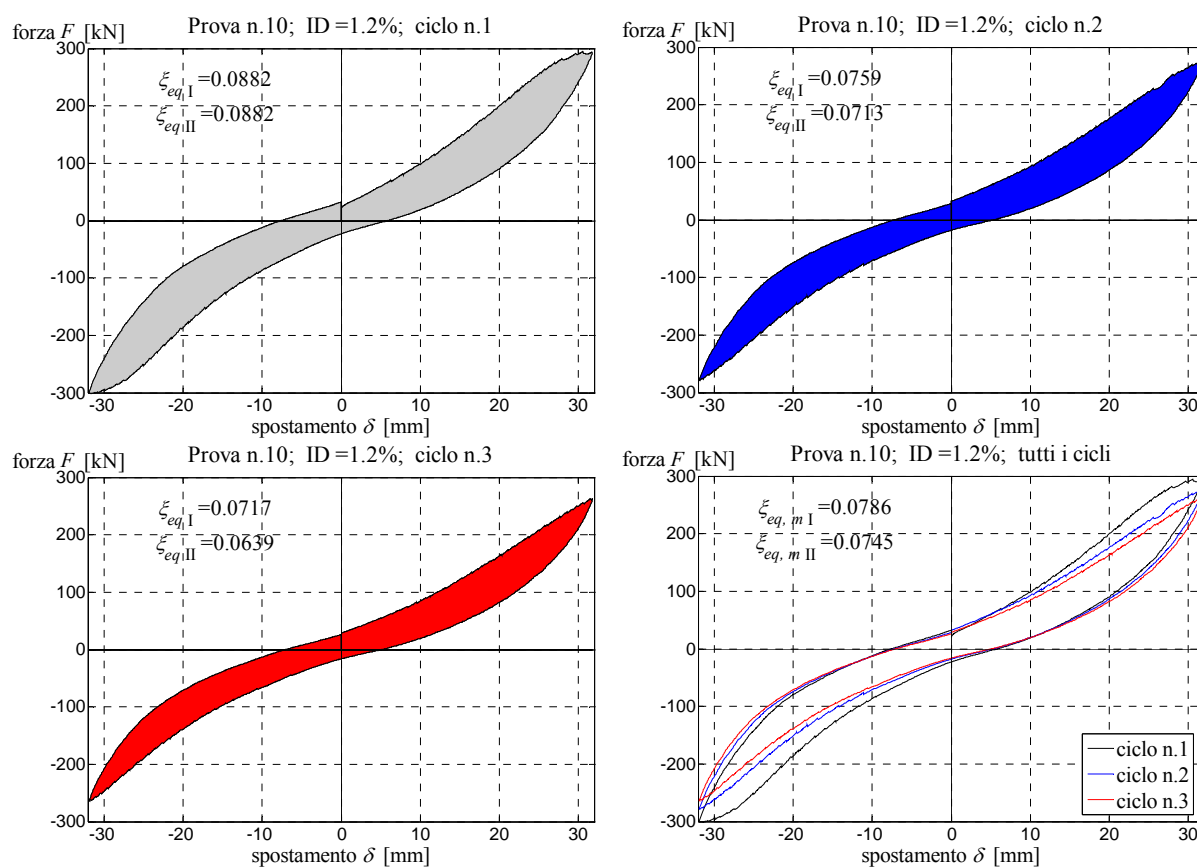


Figura 7.129 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.2%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

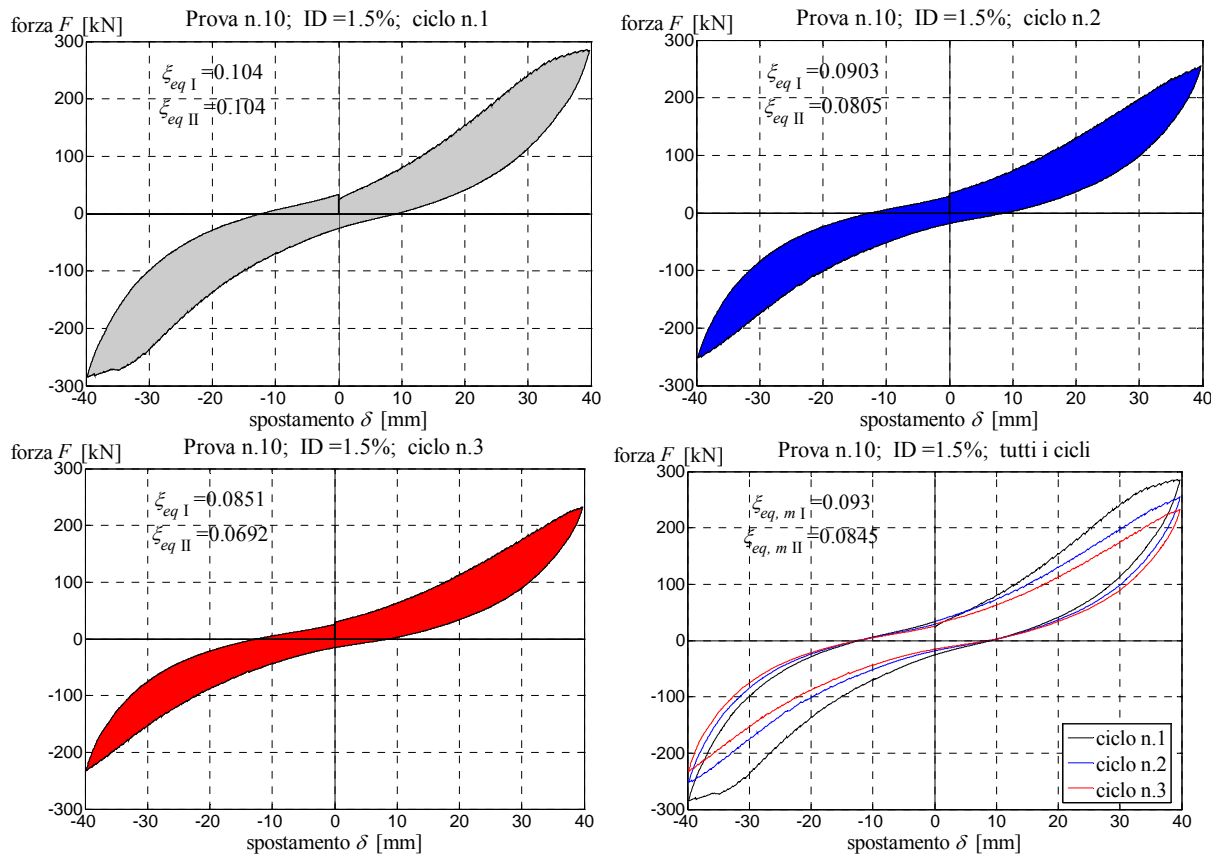


Figura 7.130 Curve Forza-Spostamento relative ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.5%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

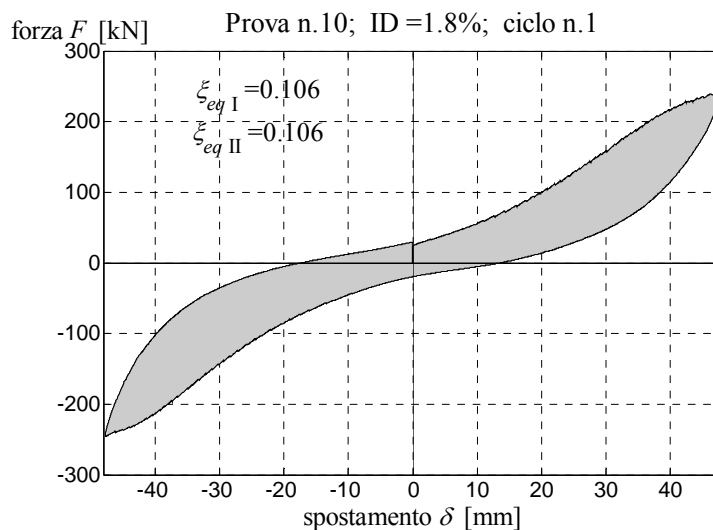


Figura 7.131 Curva Forza-Spostamento relativa ai cicli di carico effettuati per ID impresso pari all' 1.8%, con riportati i rispettivi valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,I}$ e $\xi_{eq,II}$.

Allo scopo di effettuare un confronto, la figura seguente riporta un diagramma cartesiano $\xi_{eq} - ID$ con gli sviluppi ottenuti degli smorzamenti $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi.

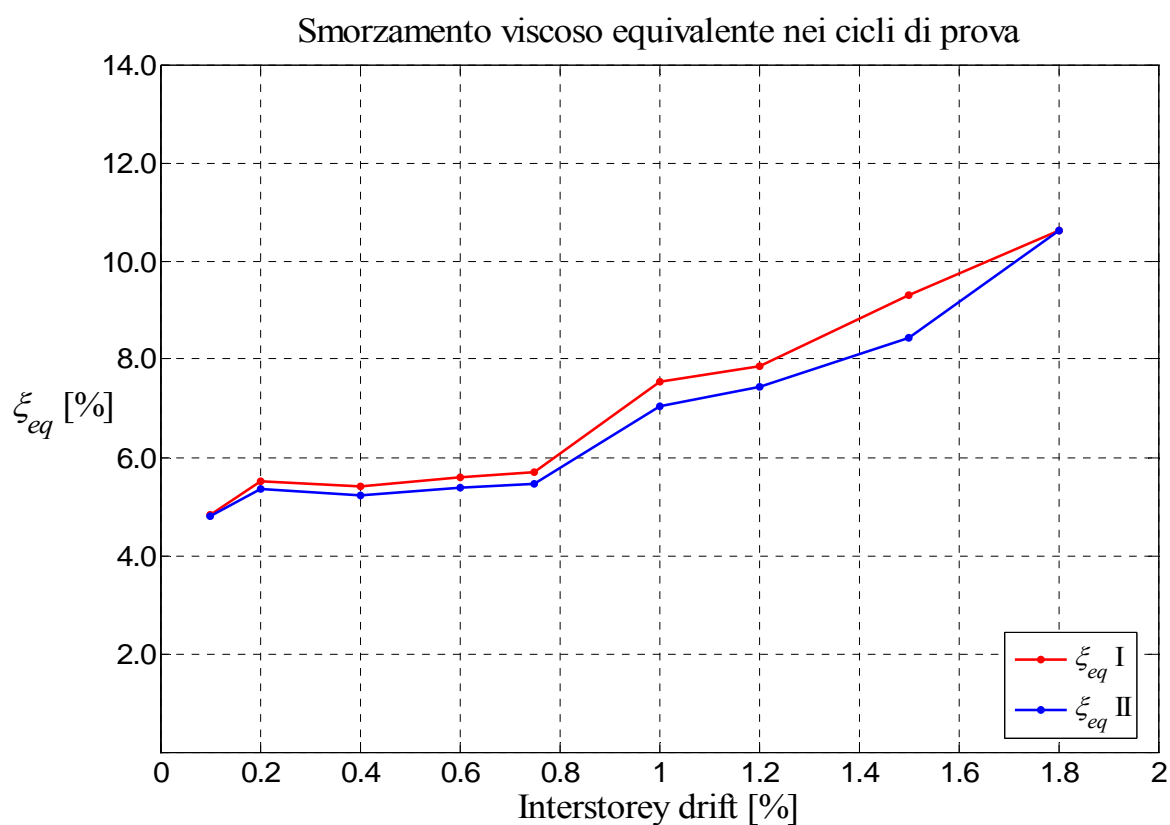


Figura 7.132 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ ottenuti nei cicli di prova.

7.6.5 Sintesi dei risultati ottenuti

Si riportano nel seguito due grafici riassuntivi dell'andamento dei valori di smorzamento $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, ricavati dalle prove effettuate, in funzione degli ID impressi.

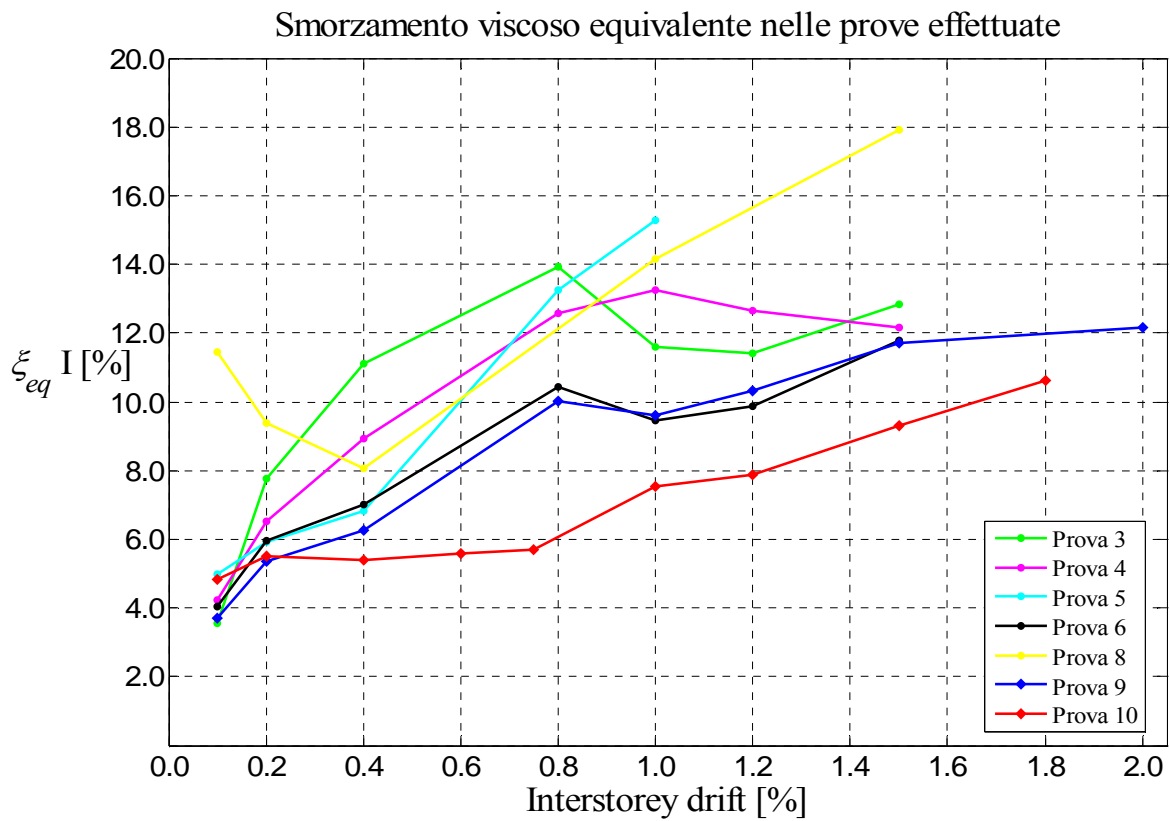


Figura 7.133 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m I}$ ottenuti in tutte le prove effettuate.

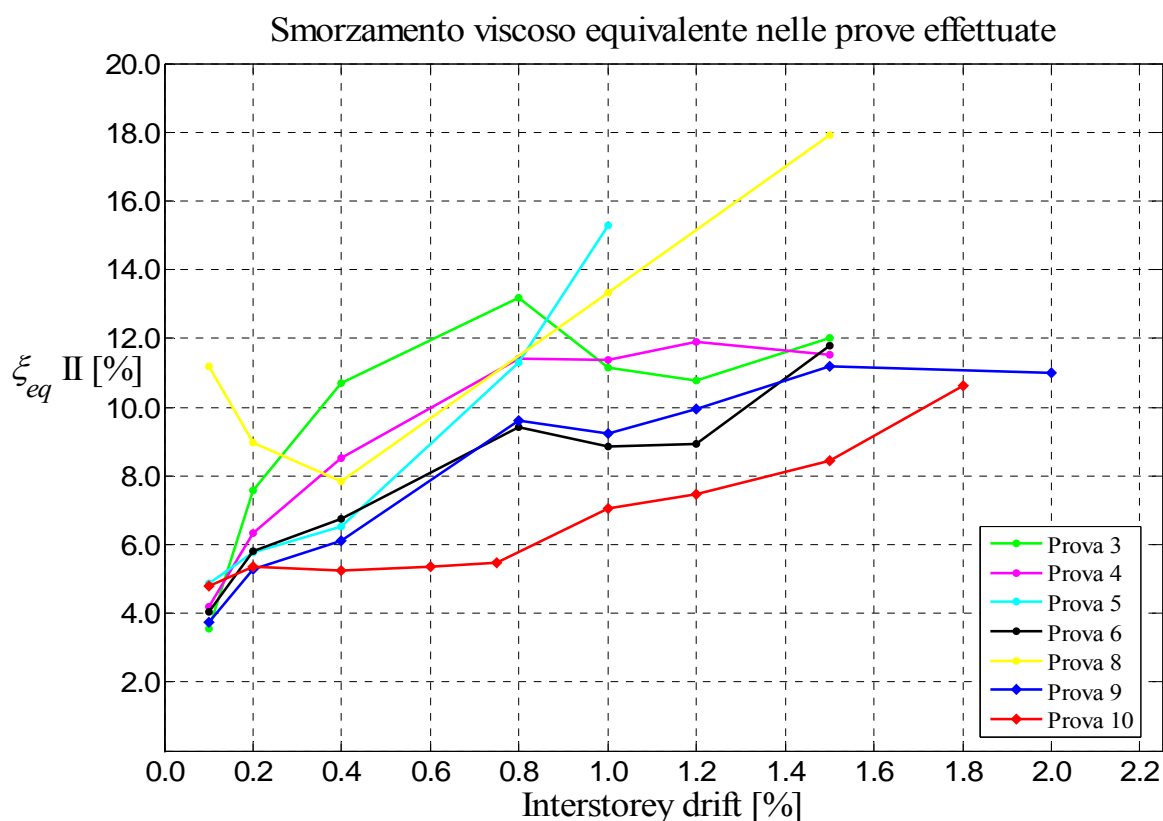


Figura 7.134 Confronto fra i valori dello smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq,m II}$ ottenuti in tutte le prove effettuate.

Come si può notare dai risultati mostrati nei precedenti paragrafi, l'andamento degli smorzamenti medi $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$ sono molto simili fra loro in tutte le prove realizzate. A scopo di sintesi, nella tabella sottostante sono riportati, per ogni prova realizzata, i valori degli smorzamenti calcolati effettuando la media aritmetica fra $\xi_{eq,m I}$ e $\xi_{eq,m II}$, in funzione degli ID impressi:

Tabella 7.18 Smorzamento viscoso sperimentale dei pannelli provati (valori medi).

	Prova						
<i>ID</i>	3	4	5	6	8	9	10
0.1%	3.5	4.2	4.9	4.0	11.3	3.7	4.8
0.125%							
0.2%	6.8	6.4	5.9	5.9	9.2	5.3	5.4
0.4%	9.8	8.7	6.7	6.9	7.9	6.2	5.3
0.6%							5.5
0.75%							5.6
0.8%	12.3	12.0	12.3	9.9		9.8	
1.0%	11.4	12.3	15.3	9.2	13.7	9.4	7.3
1.2%	11.1	12.3		9.4		10.1	7.7
1.5%	12.4	11.8		11.8	17.9	11.5	8.9
1.7%					17.8		
1.8%							10.6
2.0%						11.6	

7.6.6 Conclusioni

Nelle prove condotte sui pannelli si sono ricavati valori dello smorzamento viscoso equivalente sempre prossimi al 5% in fase elastica e valori molto superiori in campo non lineare.

Per tale ragione, si reputa lecito e conservativo utilizzare in fase di progetto un coefficiente di smorzamento equivalente pari al 5%.

7.7 I traversi orizzontali (lunette) presenti nei pannelli

7.7.1 Note introduttive

Questo Capitolo confronta le resistenze sperimentali dei traversi orizzontali (lunette) presenti nei pannelli ottenuti con il metodo costruttivo a blocchi cassero con le corrispondenti previsioni teorica e numerica qui di seguito sviluppate.

La valutazione delle resistenze sperimentali delle lunette è stata ottenuta attraverso specifiche prove sviluppate su porzioni dei pannelli (prova n. 7) effettuate presso il laboratorio EUCENTRE di Pavia.

7.7.2 Previsione teorica della resistenza a taglio dei traversi orizzontali (lunette)

La recisione a taglio dei traversi orizzontali è costituita dall'insieme del contributo dell'acciaio ($1\phi 8$ pari a $A_s = 0,5\text{cm}^2$) e del contributo del calcestruzzo sollecitato da sole tensioni tangenziali ($N = 0$) che si sviluppano in una sezione non parzializzata di dimensioni $14\text{cm} \times 7,5\text{cm}$.

Le lunette sono elementi tozzi e pertanto la resistenza a taglio può essere valutata con il metodo tirante-puntone. Il taglio T agente sulla lunetta genera, quindi, uno sforzo di compressione $N_c = T / \sin \alpha$ nella biella compressa, con α inclinazione della biella compressa rispetto all'orizzontale.

Il taglio T induce anche uno sforzo di trazione nell'acciaio pari a $N_{sl} = T \cdot \cot \alpha$.

Dai risultati sperimentali sotto riportati si ha che il taglio che porta a rottura le lunette è pari a $T_r = 4000\text{daN}$. Tali risultati suggeriscono, inoltre, una rottura per raggiungimento dello snervamento dell'acciaio.

Le prove effettuate sulle barre di armatura utilizzate per la realizzazione di pannelli provati forniscono una tensione di snervamento pari a $f_y = 5500\text{daN} / \text{cm}^2$; pertanto lo sforzo agente alla rottura sulle barre di acciaio N_{r-sl} vale:

$$N_{r-sl} = A_s \cdot f_y = 0,5 \cdot 5500 = 2750 daN$$

L'angolo α a rottura può, quindi essere valutato come:

$$\alpha = \arctan(T_r / N_{r-sl}) = \arctan(4000 / 2750) = \arctan(1,45) = 55^\circ$$

Per questo valore dell'angolo può essere stimata anche la resistenza della biella compressa:

$$T_{r-c} = N_{r-c} \cdot \sin \alpha = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot A_{lunetta} \cdot \sin \alpha = 0,25 \cdot 300 \cdot 105 \cdot \sin 55^\circ = 6450 daN$$

Poiché $T_{r-c} > T_{r-sl}$ tale risultato conferma la rottura lato acciaio delle lunette, così come osservata sperimentalmente.

Il valore dell'angolo α può essere utilizzato per stimare la resistenza a taglio delle lunette pari al minore fra le seguenti quantità:

$$T_{r-c} = N_{r-c} \cdot \sin \alpha = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot A_{lunetta} \cdot 0,81$$

$$T_{r-sl} = N_{r-sl} \cdot \tan \alpha = A_s \cdot f_{yd} \cdot \tan \alpha = A_s \cdot f_{yd} \cdot 1,45$$

La resistenza a taglio delle lunette può essere anche stimata, in via semplificata, come segue, considerando il contributo dell'acciaio e del calcestruzzo.

- Il contributo dell'acciaio vale: $A_s \cdot f_{yk} / \sqrt{3} = 0,5 \cdot 5500 / \sqrt{3} \approx 20 KN$
- Il contributo dovuto al calcestruzzo vale: $A_c \cdot f_{ct} = 105 \cdot 17 = 18 KN$ considerando f_{ct} ridotta di un fattore di modello pari a 1.6.

Il valore totale risulta pertanto $T_u = 38 KN$, in buon accordo con i dati sperimentali di $T = 40 KN$

7.7.3 Valutazione sperimentale della resistenza a taglio dei traversi orizzontali (lunette)

La valutazione sperimentale è stata ottenuta mediante apposita prova sperimentale (prova n. 7) così come descritta nel capitolo 3.

La prova ha fornito i seguenti risultati:

resistenza al taglio di n. 8 lunette pari a 320 kN; a cui corrispondono una resistenza al taglio media per ogni lunetta pari a 40 kN.

I diagrammi forza-spostamento di seguito riportati illustrano sinteticamente i risultati della prova n.7. La prova è stata eseguita su 2 porzioni di pannelli di identiche dimensioni, rispettivamente indicate nelle figure seguenti con la dicitura “prova a” e “prova b”.

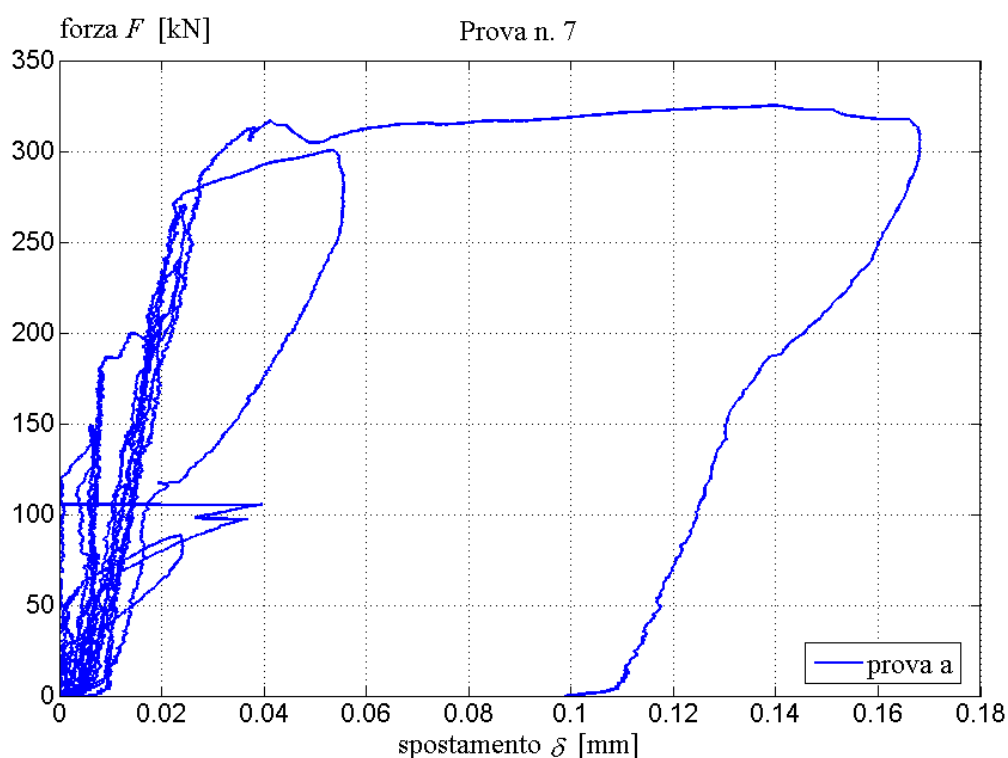


Figura 7.135 Diagramma forza-spostamento nella prova 7a.

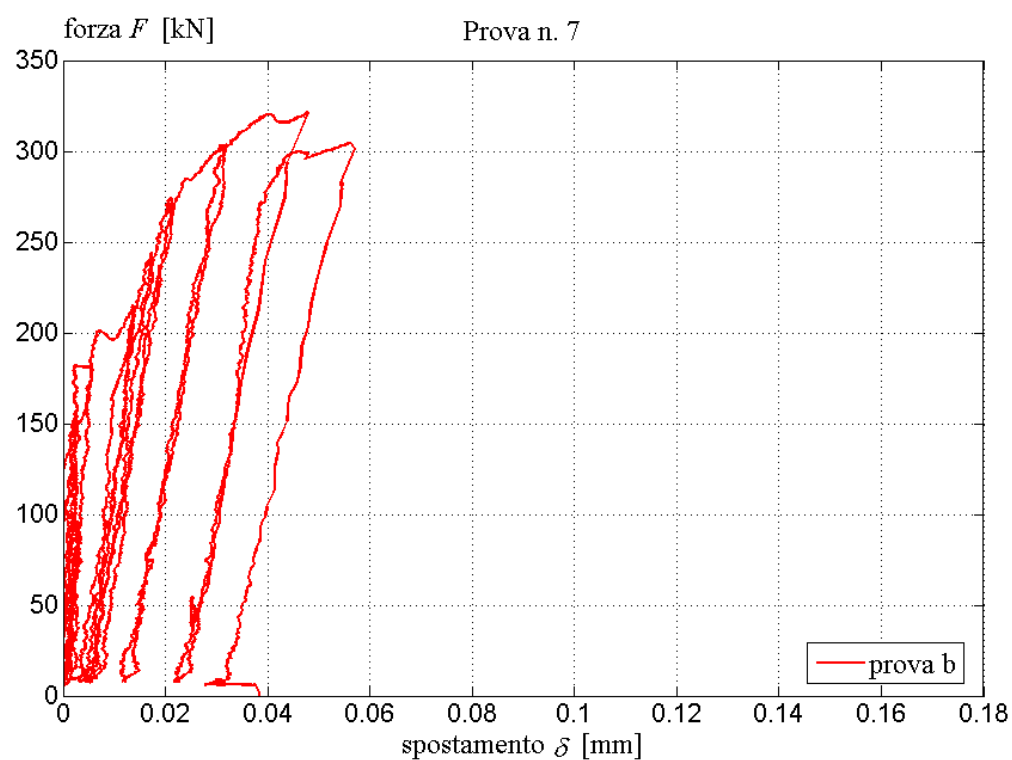


Figura 7.136 Diagramma forza-spostamento nella prova 7a.



Figura 7.137 Meccanismo di rottura concio di pannello di tipo "D" (prova 7)

7.7.4 Simulazione numerica della prova a taglio mediante un modello ad elementi finiti monodimensionali

Al fine di conferire validità ai risultati numerici ottenuti dalla prova, è stata utilizzata una modalità di simulazione con elementi finiti monodimensionali di tipo “beam”.

Il pannello pieno di dimensioni 300x300 è stato simulato mediante elementi “beam” verticali di sezione 14cmx14cm ed elementi “beam” orizzontali di sezione 12cmx8cm (con caratteristiche geometriche equivalenti a quelle reali); occorre precisare che sono presenti elementi rigidi di raccordo fra il baricentro dell’elemento verticale ed il punto di innesto in esso del traverso orizzontale.

La simulazione della prova ha ripercorso esattamente gli stessi step di carico della prova sperimentale e sono stati ottenuti i medesimi valori di spostamento ($\delta = 2,4mm$ per $H = 300$ KN).

Dal modello numerico elaborato si evince che al raggiungimento della citata azione orizzontale ($H = 300$ KN) si raggiunge un valore di taglio dei traversi orizzontali (lunette) pari circa a 40 KN.

Tale valore risulta in perfetto accordo con la prova n. 7 effettuata sui due conci di pannello.

Di seguito si riportano le immagini del modello numerico ad elementi finiti monodimensionali elaborato per la simulazione.

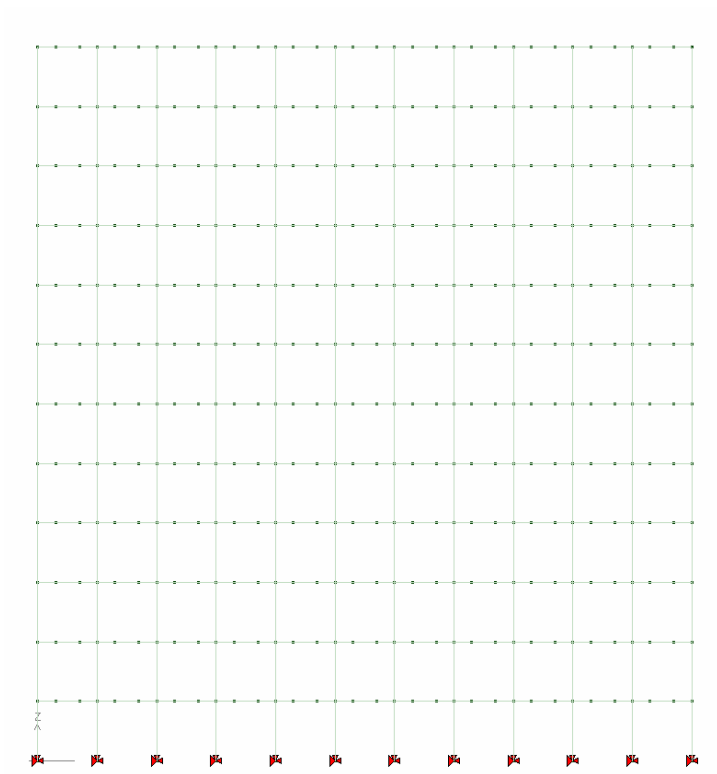


Figura 7.138 Modello ad elementi finiti monodimensionali.

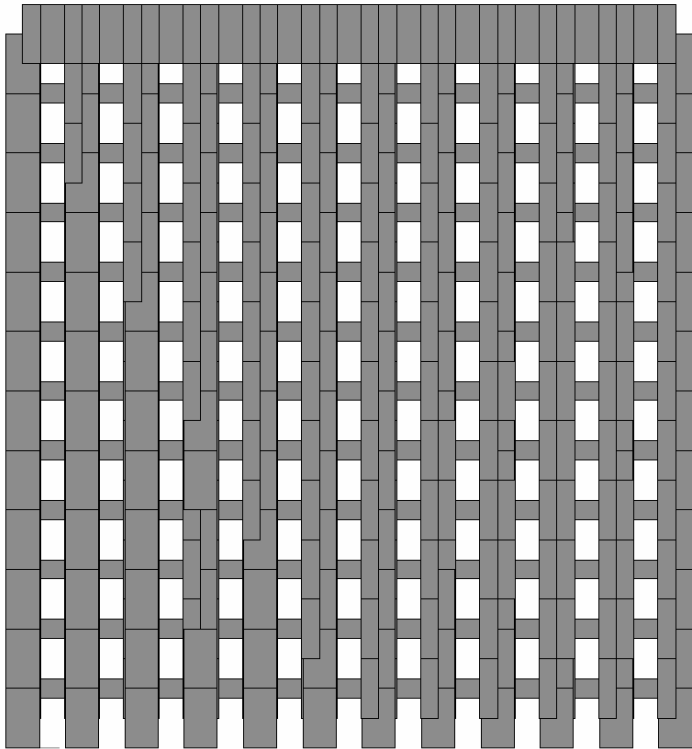


Figura 7.139 Modello solido.

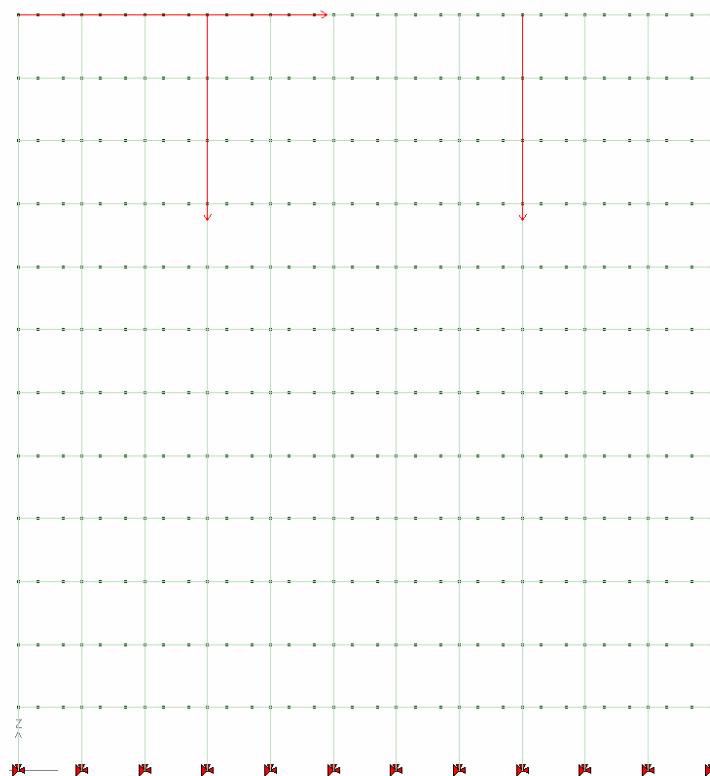


Figura 7.140 Carichi applicati ($N = 400$ kN, $H = 300$ kN).

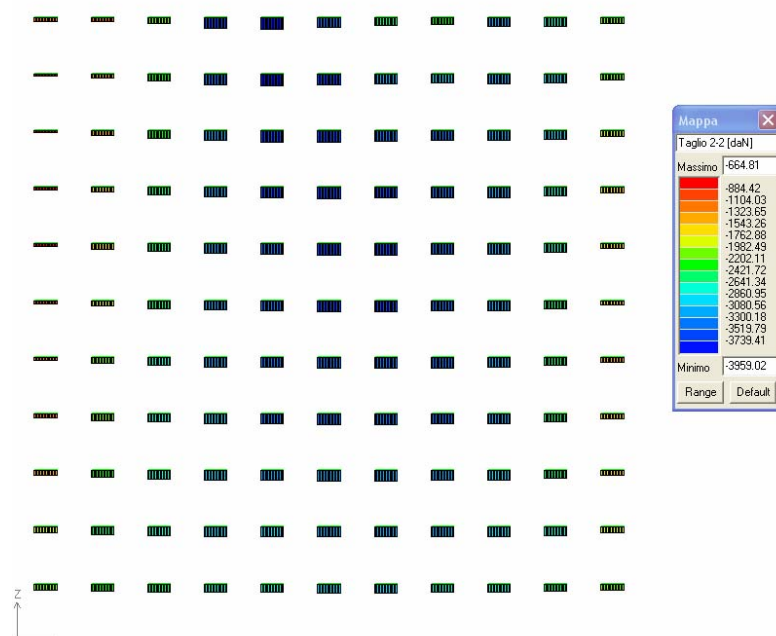


Figura 7.141 Valori di taglio limite per i traversi orizzontali ($T_{\max} = 40$ kN)

7.7.5 Simulazione numerica della prova a taglio mediante un modello ad elementi finiti bidimensionali

Occorre evidenziare che la prova precedentemente simulata mediante elementi finiti tipo “beam” è stata anche ripercorsa utilizzando una discretizzazione tramite elementi finiti bidimensionali tipo “shell”, ottenendo sostanzialmente i medesimi risultati.

In particolare si sono utilizzati elementi lastra di spessore pari a 10 cm e di dimensioni 25cmx25cm; lo spessore adottato consente l’equivalenza in termini di area e momento d’inerzia rispetto al precedente modello numerico con elementi beam.

Al raggiungimento dell’azione orizzontale di 300 kN la tensione tangenziale raggiunge valori di picco equivalenti all’azione di taglio precedentemente valutata sui traversi, sia nella simulazione numerica ad elementi monodimensionali, sia nella prova sperimentale n. 7 (40kN). Di seguito si riportano le immagini del modello numerico ad elementi finiti bidimensionali elaborato per la simulazione.

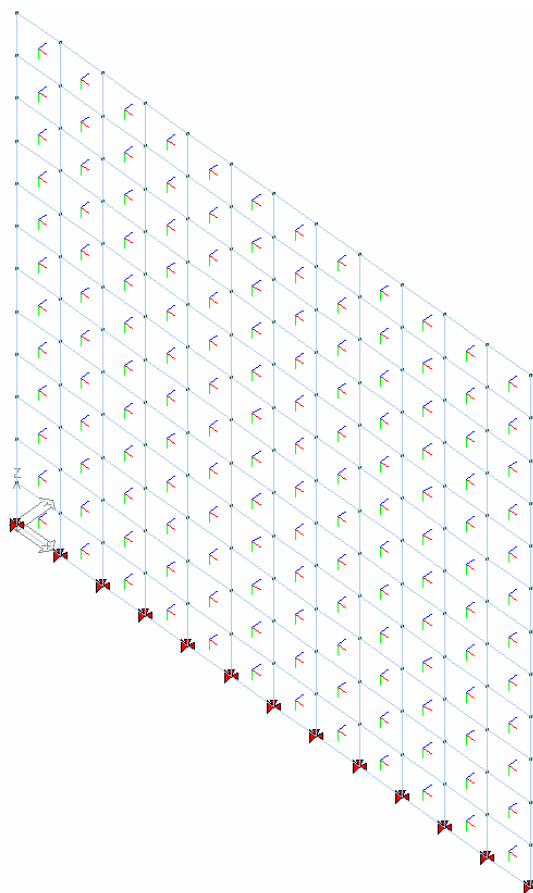


Figura 7.142 Modello ad elementi finiti bidimensionali.

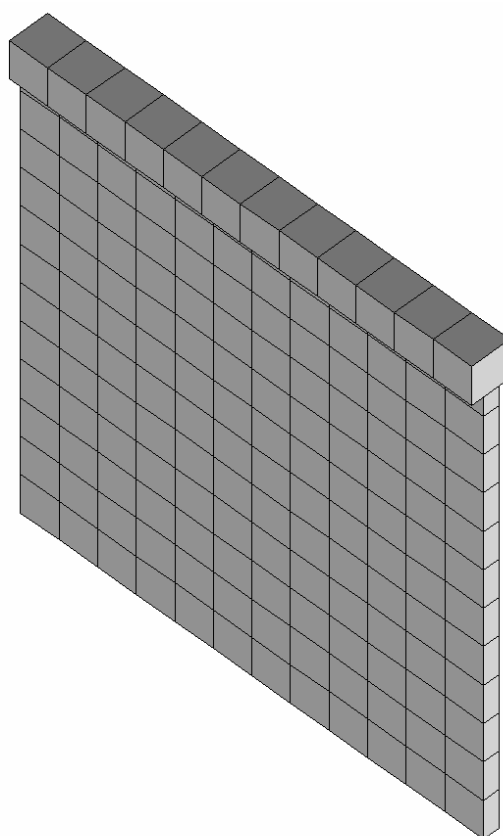


Figura 7.143 Modello solido.

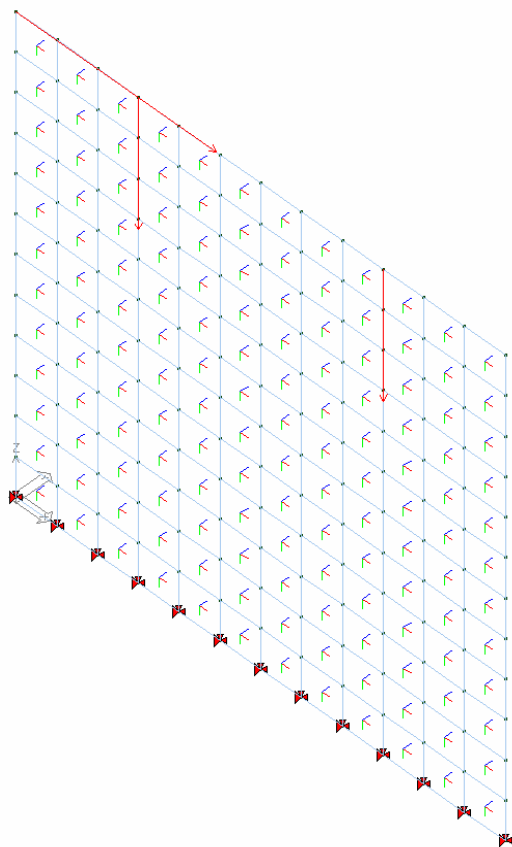


Figura 7.144 Carichi applicati ($N = 400$ kN, $H = 300$ kN).

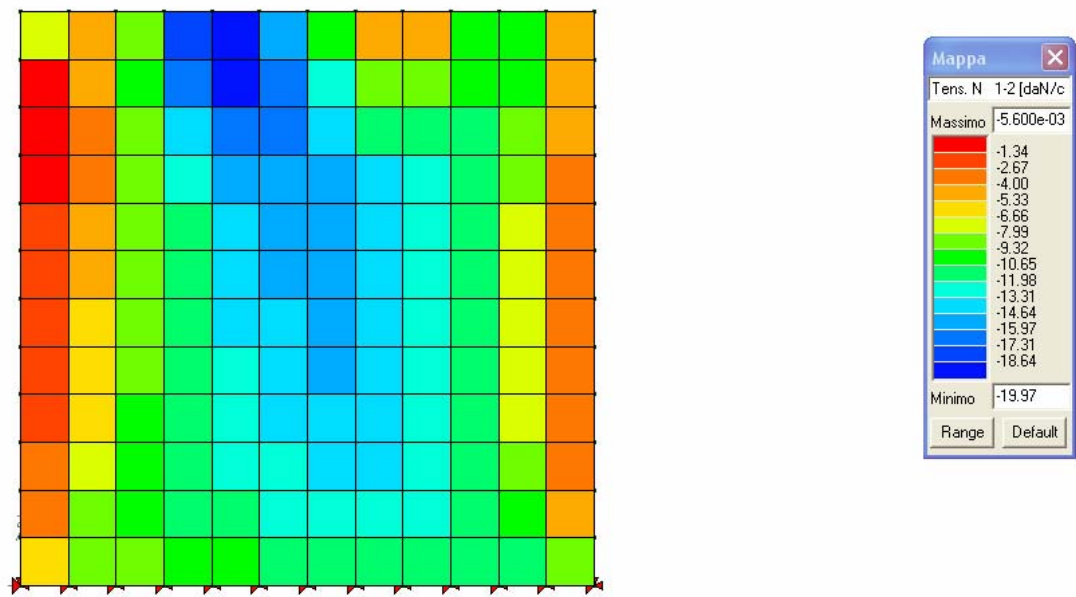


Figura 7.145 Valori delle tensioni tangenziali limite per i traversi orizzontali.

7.8 Conclusioni

I risultati ottenuti dalla sperimentazione effettuata hanno mostrato:

- valori di carico orizzontale di snervamento sempre paragonabili (o addirittura superiori) ai carichi verticali di prova;
- un rapporto fra le massime azioni orizzontali che i pannelli sono stati in grado di sopportare e quelle sviluppate in corrispondenza del primo snervamento (rapporto tipicamente indicato in letteratura e nell'Eurocodice come α_u / α_1) compresi generalmente nel range di valori 1.5 – 1.7 (mentre per le pareti tradizionali in c.a. tale valore viene in genere stimato pari a 1.2 – 1.3).
- un buon comportamento duttile, evidenziato da una deformazione orizzontale a collasso dei pannelli orientativamente pari a 10 volte quella “*allo snervamento*” e da uno smorzamento equivalente compreso fra il 3 % ed il 15 % (al variare dello stato di sollecitazione applicato);
- un degrado delle caratteristiche meccaniche dei pannelli provati sotto carico ciclico sostanzialmente modesto e complessivamente assimilabile a quello dei pannelli in conglomerato cementizio armato tradizionale;
- di mantenere una capacità di resistenza ai carichi verticali anche dopo il danneggiamento provocato dal carico orizzontale.

Le elevatissime prestazioni riscontrate sia in termini di resistenza che in termini di duttilità hanno evidenziato come il sistema costruttivo studiato, così messo a punto, abbia manifestato un comportamento sismico più che soddisfacente.

I risultati delle prove sperimentali hanno mostrato di essere in ottimo accordo (da un punto di vista ingegneristico) con le previsioni analitiche, a conferma della validità degli strumenti di predizione del comportamento (nel piano) di tali pannelli.

Tutti i confronti fra le caratteristiche sperimentali dei pannelli realizzati secondo il metodo costruttivo studiato e le corrispondenti previsioni teoriche ottenute per il continuo equivalente hanno mostrato come il “*principio di equivalenza*” sia in grado di cogliere il comportamento meccanico dei pannelli in esame (sia sotto carichi monotoni che ciclici) con valutazioni, nella maggior parte dei casi, conservative.

Bibliografia

- [1] Ceccoli C., Dallavalle G., Mantovani L., Tullini N. “*Indagini sperimentali effettuate su pareti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*” Atti del XIII Congresso CTE, Pisa 9/11, Novembre 2000.
 - [2] Ceccoli C., Diotallevi P.P., Tullini N. “*Identificazione strutturale di un fabbricato a pareti portanti realizzate con blocchi cassero in legno-cemento*”, Atti del X Congresso Nazionale L’ingegneria sismica in Italia ANIDIS, Potenza-Matera, 9/13 Settembre 2001.
 - [3] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [4] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
 - [5] Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J. “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, IUSS Press, Pavia, 2007.
-

Parte III

Capitolo 8

Indicazioni progettuali

Sommario

Il principale obiettivo del presente capitolo risiede nella messa a punto di strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative) per la progettazione sismica delle strutture a pareti portanti in c.a. studiati nel corso del lavoro di ricerca. Pertanto, a valle della messa a punto delle caratteristiche del sistema costruttivo e della validazione ottenuta mediante la campagna di sperimentazione effettuata, vengono qui di seguito riassunte le indicazioni, di natura strettamente pratica, relative (i) alla collocazione normativa della tipologia strutturale in esame, (ii) ai più corretti approcci progettuali e (iii) a regole di dettaglio, utili al fine di ottenere il comportamento desiderato sotto l'effetto delle azioni sismiche.

Summary

This chapter aims to develop some applicative tools (according to the Italian and European seismic codes) for the correct seismic design of the shear-walls structures object of the research work here presented. Therefore, developed the analytical formulations capable of capturing the post-yield behavior of such structural systems and carried out the experimental campaign, this chapter summarizes and translates from a practical point of view the results obtained.

In detail, are here reported (i) the setting of the shear-walls structures object of the present research work into the current seismic Italian and European codes, (ii) the applicative tools for their seismic design and (iii) the design rules in order to obtain the expected seismic behaviour.

8.1 Collocazione nell'ambito delle normative vigenti

In questo paragrafo verranno collocate, con riferimento alle esistenti normative in ambito italiano ed europeo [1, 2], le strutture appartenenti alla tipologia messa a punto nel corso del presente lavoro di ricerca.

8.1.1 Le strutture in conglomerato cementizio debolmente armato negli Eurocodici e nella normativa italiana

Gli edifici realizzati mediante il sistema costruttivo oggetto della presente Tesi di Dottorato sono caratterizzati da elevata capacità duttile (rottura degli elementi di tipo flessionale con “*strappamento*” dell'acciaio teso). Tuttavia, gli elementi strutturali sono costituiti da pareti in c.a. in conglomerato cementizio debolmente armato, caratterizzate dalla presenza di un'armatura diffusa disposta centralmente rispetto al piano della parete. Strutture aventi caratteristiche geometriche di tale natura sono trattate nell'Eurocodice 8 (EC8, [1]) come “*Large Lightly Reinforced Walls*” (LLRW). Secondo l'EC8, un sistema strutturale a pareti è classificabile come LLRW se nella direzione orizzontale in esame comprende almeno 2 pareti con dimensioni orizzontali non minori del valore più piccolo tra 4.0m e $2/3h$ (con h altezza della parete), che insieme sopportino almeno il 20% del carico verticale totale in combinazione di progetto sismica, e se riporta un periodo fondamentale di vibrazione $T_1 \leq 0.5\text{sec}$ (con ipotesi di incastro alla base). Alle strutture LLRW sono riservate speciali limitazioni/prescrizioni (relativamente al fattore di struttura “ q ”, alle resistenze dei materiali, agli spessori minimi delle pareti). Siccome, secondo l'EC8, i LLRW non possono contare su risorse di dissipazione di energia nelle cerniere plastiche, essi devono essere progettati in Media Duttilità (DCM).

Il recente aggiornamento delle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” [2] parla di “*Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato*”, riportando testualmente la definizione seguente:

“Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di conglomerato è inferiore a 0,3 kN. Sia

il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.”

Pertanto, anche la normativa italiana è orientata a trattare con molta prudenza le strutture in conglomerato cementizio debolmente armato. Per dettagli ulteriori, relativamente alle procedure di verifica dei singoli elementi strutturali, si rimanda ai due documenti citati [1, 2].

8.1.2 Proposta per la collocazione delle strutture studiate nell'ambito delle normative vigenti

Come messo in evidenza nei capitoli precedenti, le costruzioni realizzate secondo il metodo costruttivo prima messo a punto e poi verificato sperimentalmente, si caratterizzano per un sistema strutturale di tipo scatolare costituito da pareti portanti in conglomerato cementizio a bassa percentuale di armatura. Questo sistema deve essere in grado di garantire, prevalentemente attraverso azioni “*nel piano*” di ogni parete, la necessaria resistenza alle azioni sismiche orizzontali lungo le due direzioni ortogonali. E' ovvio, altresì, come la progettazione debba essere indirizzata verso la realizzazione di sistemi strutturali che soddisfino i ben noti criteri di regolarità sia in pianta che in elevazione, ed in grado di garantire una elevata resistenza torsionale.

Sulla base dell'esperienza maturata in seguito alle prove sperimentali effettuate, si è potuto verificare come i sistemi ottenuti mediante l'utilizzo dei blocchi cassero si caratterizzino per elevatissimi valori di rigidezza orizzontale. Questo risultato è tanto più valido per le strutture caratterizzate da un numero limitato di piani (qualora approssimativamente l'altezza massima della struttura non sia superiore ad una volta e mezzo la minor dimensione in pianta). Nei casi in cui questa condizione venga soddisfatta, il periodo fondamentale di vibrazione della struttura (in entrambe le principali direzioni orizzontali) risulta essere nella maggior parte casi sostanzialmente inferiore a 0.5 secondi.

In questi casi, le analisi strutturali, relativamente ad azioni sismiche associate ad uno stato limite ultimo (SLU), possono essere effettuate con sicurezza mediante un'analisi statica lineare equivalente, utilizzando un appropriato fattore di riduzione delle forze (coefficiente di struttura “*q*”).

La ricerca teorico sperimentale portata avanti nel corso dei tre anni di Dottorato mostra come le strutture realizzate secondo il metodo costruttivo studiato, si caratterizzino per elevati valori di duttilità cinematica (tutte le pareti provate non hanno mai raggiunto il collasso ed hanno sempre mostrato una residua capacità portante nei confronti di carichi verticali anche a fronte di deformazioni orizzontali corrispondenti a richieste di duttilità cinematica pari a 8 – 12).

Le prove sperimentali poi hanno mostrato come, in tutti i casi, il rapporto fra le massime azioni orizzontali che i pannelli sono stati in grado di sopportare e quelle sviluppate in corrispondenza del primo snervamento (rapporto tipicamente indicato in letteratura e nell'Eurocodice come α_u / α_1) sia in genere stato sempre nel range di valori 1.5 – 1.7, mentre per le pareti tradizionali in conglomerato cementizio armato tale valore viene in genere stimato pari a 1.2 – 1.3.

Entrambi questi risultati, sono legati principalmente al fatto che:

- la bassa percentuale di armatura,
- il basso tasso di lavoro del calcestruzzo,
- il buon ancoraggio dell'armatura e la sua distribuzione lungo l'intera lunghezza della parete

impediscono ai pannelli di sviluppare un collasso di tipo fragile dovuto allo schiacciamento del calcestruzzo (come, invece, può avvenire nel caso di pareti in calcestruzzo di tipo “regolare”) consentendo così di far pervenire allo snervamento quasi tutto l'acciaio di armatura in trazione.

Questo fatto spiega i grandi valori di duttilità cinematica rilevati nelle prove e consentono di suggerire (a favore di sicurezza) di utilizzare per questo sistema costruttivo lo stesso fattore di riduzione delle forze (coefficiente di struttura “ q ”) suggerito dall'Eurocodice 8 sia per le costruzioni a pareti portanti in conglomerato cementizio di tipo regolare che per le strutture a pareti portanti di tipo LLRW (“ q ” = 3.0 per sistemi strutturali regolari, nel caso di sistemi non regolari tale fattore va moltiplicato per 0.7).

Per quanto riguarda le procedure di analisi delle strutture, è chiaro come questa debba essere modellata il più accuratamente possibile e, al fine di determinare le sollecitazioni

(domanda) imposte dall'azione del sisma su ciascuna membratura strutturale, un'analisi agli elementi finiti risulta quantomeno consigliabile, se non necessaria.

Il sistema strutturale potrà poi essere studiato conformemente ai due diversi approcci descritti nel seguito. (Figura 8.1).

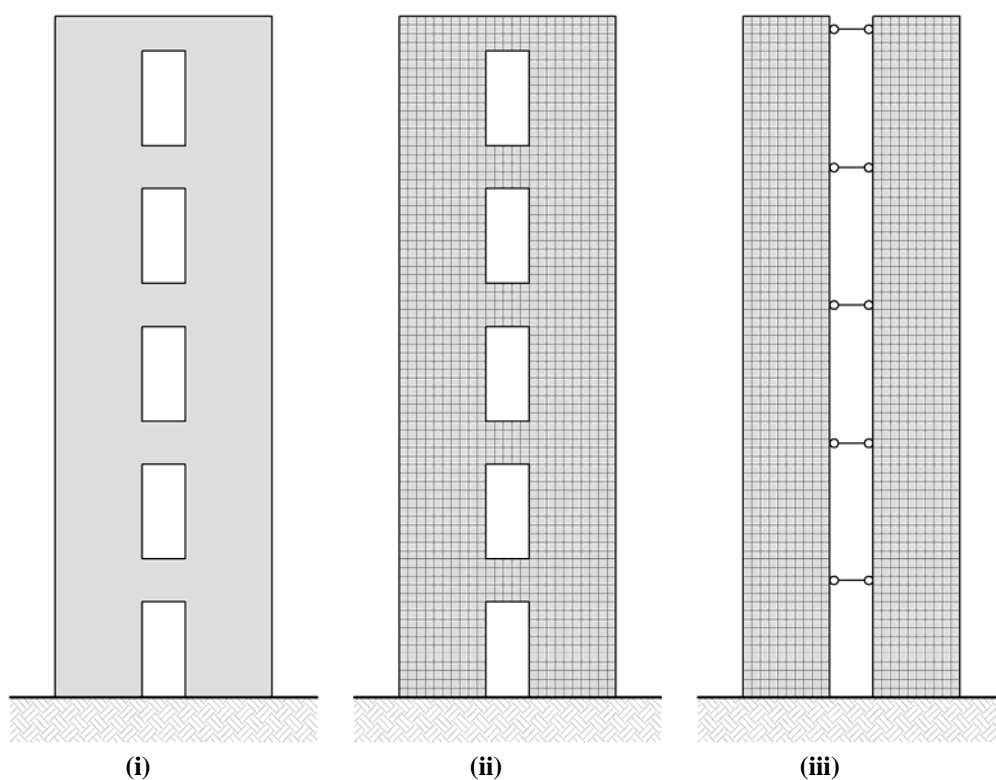


Figura 8.1: (i) strutture realizzate utilizzando le “structural concrete formations”, (ii) Approccio 1, (iii) Approccio 2

8.2 Approcci impiegabili per la progettazione

In questo paragrafo sono descritti i due approcci che è possibile utilizzare allo scopo di effettuare una corretta progettazione delle strutture a pareti in c.a. appartenenti alla tipologia costruttiva studiata nel corso del presente lavoro di ricerca.

Detti approcci rispondono ai criteri imposti dalle normative, con particolare riferimento agli Eurocodici ed alle Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (D.M. 14 gennaio 2008).

8.2.1 Approccio 1: le pareti sono considerate accoppiate (i traversi sopra e sotto le aperture mantengono la loro resistenza sotto l'effetto dell'azione del sisma)

La struttura viene modellata con tutte le sue aperture, i traversi e le connessioni fra le pareti ortogonali (Figura 8.2). Questo sistema viene analizzato sotto l'effetto delle azioni sismiche associate allo stato limite ultimo (SLU) sia nella sua componente orizzontale che verticale. In queste condizioni, le azioni sismiche vengono valutate considerando un coefficiente di riduzione delle forze (coefficiente di struttura “ q ” pari a 1.5), al fine di tenere conto della limitata duttilità offerta dai traversi.

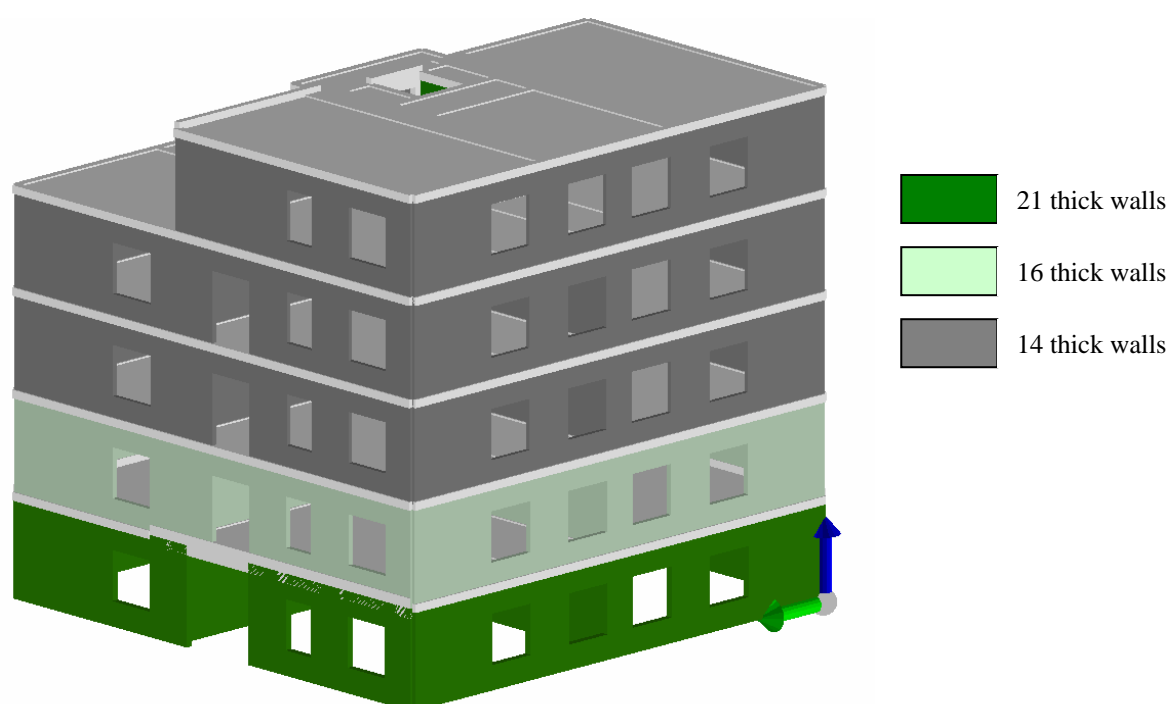


Figura 8.2 Esempio di modello strutturale in accordo con l'Approccio 1 di un edificio a 5 piani

Le verifiche sismiche possono considerarsi superate quando entrambe le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- le verifiche dei traversi sopra e sotto alle aperture mostrano che le sollecitazioni nelle armature danno origine a tensioni inferiori o, al limite, eguali al limite di snervamento.
- le azioni nelle pareti (carichi assiali, flessione nel piano e taglio) sono inferiori al loro stato limite.

In questa condizione, i traversi, caratterizzati da limitate capacità dissipative (per poterli considerare a comportamento duttile sarebbe necessario inserire al loro interno armature ad andamento diagonale, condizione che non può essere soddisfatta per ragioni pratiche costruttive) sono in grado di sopportare le sollecitazioni indotte dal sisma attraverso le loro capacità resistenti senza dover sviluppare un comportamento di tipo duttile.

Conseguentemente (dato che tutto il sistema strutturale non può essere considerato di tipo dissipativo) un corretto valore del coefficiente di struttura “ q ” = 1.5 viene adottato (per tenere conto della sovraresistenza dei materiali).

Tali verifiche (condotte utilizzando un coefficiente “ q ” = 1.5) sono tipicamente soddisfatte per strutture caratterizzate da un numero limitato di piani localizzate in aree di bassa pericolosità sismica.

Nel caso in cui le verifiche secondo l’approccio progettuale sopra descritto non siano soddisfatte, diviene necessario considerare un sistema strutturale composto da pareti singole (pareti non accoppiate o “*uncoupled walls*” secondo la definizione dell’Eurocodice) che non tengono conto dei momenti flettenti che possono essere trasmessi dai traversi sopra e sotto le aperture (il comportamento scatolare dato dalle connessioni fra pareti ortogonali risulta comunque garantito). In questo caso si dovrà procedere alle verifiche secondo l’approccio 2 di cui di seguito.

8.2.2 Approccio 2: le pareti sono considerate disaccoppiate (i traversi sopra e sotto le aperture hanno perso la loro capacità portante sotto l’effetto dell’azione del sisma)

La struttura viene modellata come un insieme di pareti accoppiate (nel loro piano), in corrispondenza di ciascun impalcato, attraverso traversi schematizzati come bielle. Le pareti ortogonali adiacenti sono collegate fra di loro su tutta l’altezza dell’edificio in accordo con il progetto strutturale (Figura 8.3).

Questo sistema viene analizzato, sotto l’effetto del sisma di progetto associato allo stato limite ultimo SLU, sia nella sua componente orizzontale che verticale. In queste condizioni le azioni sismiche vengono valutate considerando un coefficiente di riduzione delle forze (coefficiente di struttura “ q ”) pari a 3.0.

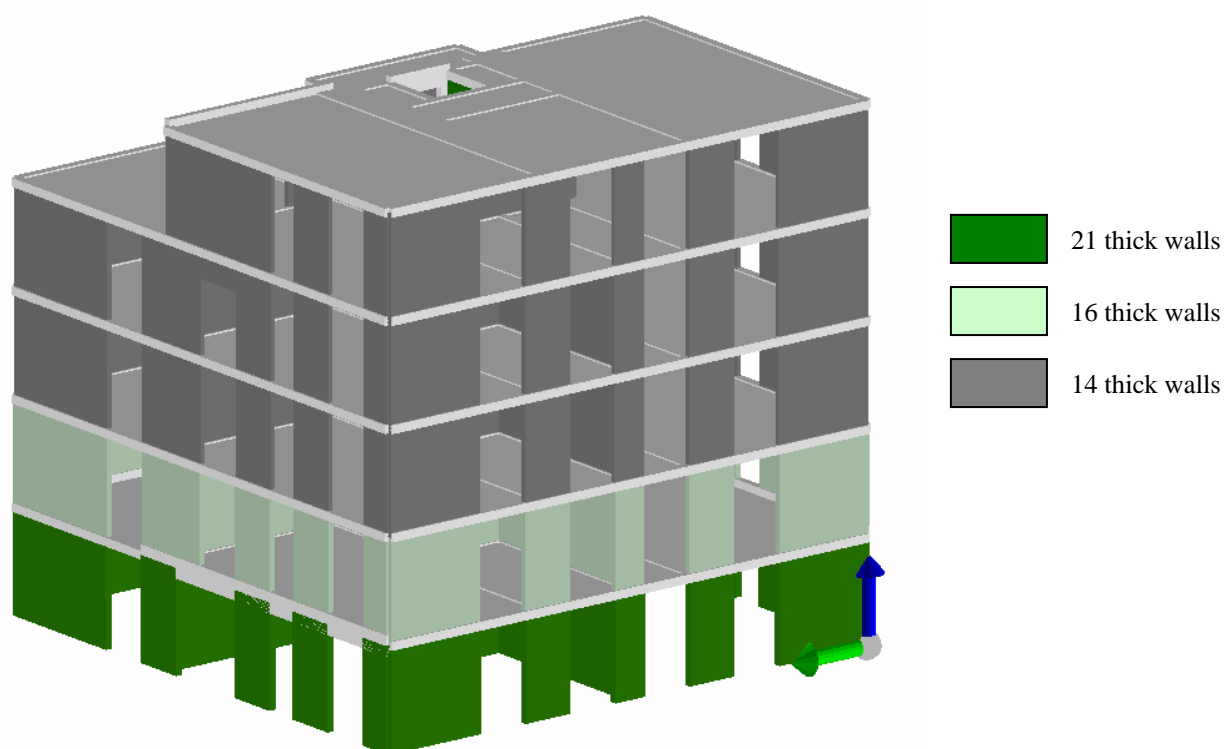


Figura 8.3 Esempio di modello strutturale in accordo con l'Approccio 2 di un edificio a 5 piani

Le verifiche sismiche possono considerarsi superate con successo quando le azioni che agiscono sulle pareti (carichi assiali, flessione nel piano e taglio) sono inferiori al loro corrispondente stato limite.

Il coefficiente di struttura (“ q ”) adottato (3.0) viene cautelativamente mutuato (così come richiamato nella sezione precedente) da quello suggerito dall'Eurocodice 8 per pareti di tipo LLRCW (pareti estese debolmente armate).

8.3 Indicazioni progettuali di dettaglio

Le indicazioni progettuali possono essere sinteticamente riassunte come segue.

8.3.1 Applicazione del Capacity Design

Come già descritto nel capitolo 2, problemi nei confronti di meccanismi di rottura indesiderati possono sorgere solamente per quanto riguarda le sollecitazioni a taglio. Pertanto, valgono le seguenti indicazioni:

- Gli elementi strutturali (in particolare le pareti) devono essere caratterizzati da elevate percentuali geometriche di armatura orizzontale al fine di prevenire crisi per taglio.
- tutte le connessioni (o chiavi elastiche), sia tra pannelli ortogonali che tra pannelli e solaio, devono essere dimensionate in modo tale da garantire il raggiungimento dello snervamento dei pannelli portanti prima di quello delle connessioni stesse.

Le prove sperimentali hanno mostrato come, per quanto riguarda il rispetto di quest'ultima condizione, sia sufficiente rispettare le specifiche ed i particolari costruttivi messi a punto, senza dover procedere a ulteriori verifiche.

Relativamente alla crisi per taglio, è possibile prevedere un'armatura orizzontale dimensionata in accordo con quanto riportato nella sezione 3.3.2.

8.3.2 Raggiungimento della rottura duttile lato acciaio

Per quanto riguarda le pareti in c.a. pressoinflesse, fissata la geometria della sezione e la quantità di armatura, è possibile garantire la rottura lato acciaio (in campo 2, quindi senza alcuno schiacciamento lato calcestruzzo compresso) ponendo delle limitazioni alla tensione normale media σ di compressione dovuta ai carichi gravitazionali N . Si tratta di limitazioni autoimposte, allo scopo di garantire un comportamento duttile dei pannelli. Sono quindi limiti di gran lunga inferiori a quelli sopportabili dal materiale in condizioni statiche (anche tenendo conto dell'instabilità).

In sostanza, soddisfacendo tali limitazioni autoimposte, si garantisce un comportamento duttile dei pannelli caratterizzato da una rottura flessionale con “*strappamento*” dell’acciaio. Pertanto, il massimo tasso di impegno assiale dei pannelli sotto carico statico (non sismico) può essere convenzionalmente limitato in modo che:

$$N / A_{eq-LLRCW} \leq \sigma_{lim}^* = (0.30 f_{ck} + 2 \cdot \sigma_{ductile}) / 3 \quad (8.1)$$

dove N indica lo sforzo assiale che impegna la formazione di calcestruzzo e $\sigma_{ductile} = 0.3 \text{ N/mm}^2$, relativamente a un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ (si vedano a tale proposito gli sviluppi analitici riportati nella sezione 3.3.3).

8.3.3 Comportamento scatolare

Tutti i muri portanti devono essere adeguatamente collegati fra loro, allo scopo di ottenere una “struttura cellulare di muri strutturali” (“*cellular network of structural walls*”) capace di garantire un comportamento scatolare al sistema nel suo complesso.

Di conseguenza, tutte le azioni orizzontali potranno essere trasferite ai muri portanti attraverso azioni comprese nel piano dei muri stessi, a condizione che le connessioni fra pareti ortogonali siano opportunamente dimensionate. Per tale motivo, alle estremità delle pareti, alle giunzioni fra pareti ortogonali e alle giunzioni fra pareti e solai devono essere inserite apposite armature aggiuntive appositamente dimensionate allo scopo.

Tutte le azioni sismiche devono essere determinate con riferimento all’Eurocodice 8 (e/o appropriate normative nazionali equivalenti), considerando i manufatti in calcestruzzo come LLRC Walls.

8.3.4 L’azione flettente fuori dal piano

Anche se l’effetto dell’azione del sisma sugli impalcati viene sopportato (a valle della concezione scatolare della struttura) attraverso un’azione flettente che impegna le pareti nel loro piano, risulta qui opportuno richiamare le caratteristiche di resistenza a flessione fuori dal piano delle strutture in calcestruzzo che si realizzano utilizzando il metodo costruttivo studiato (Figura 8.4).

E' chiaro come la più gravosa azione flettente fuori dal piano si sviluppi in corrispondenza della sommità della costruzione, dove le accelerazioni indotte dal sisma raggiungono i valori più elevati.

La verifica di resistenza a pressoflessione fuori dal piano del manufatto di calcestruzzo va fatta considerando come sforzo assiale quello effettivamente agente e come carico distribuito orizzontale il solo peso proprio del pannello moltiplicato per l'accelerazione sismica di progetto (ottenuta cautelativamente dallo spettro elastico).

Per questa verifica si fa riferimento a quanto previsto dagli Eurocodici tenendo presente il principio di equivalenza geometrica introdotto nella sezione 5.2, secondo il quale è necessario fare riferimento ad un pannello di spessore b_{eff} pari a $b_{eff} = b$ e una lunghezza h_{eff} pari a $h_{eff} = \varphi \cdot h$ con $\varphi = 0,7$ (come specificato nella sezione 5.2 e richiamato nel successivo paragrafo 8.3.5).

Da un punto di vista operativo, si consiglia di far riferimento alle azioni che agiscono su una striscia di pannello di lunghezza unitaria ($h = 100cm$), considerando le resistenze di una striscia di pannello di lunghezza pari a $h_{eff} = 70cm$. Ovviamente, stante le caratteristiche dell'armatura posizionata al centro del pannello, si deve considerare un copriferro pari a $b/2$.

Le verifiche di resistenza mostrano che l'armatura di tipo "standard" è in grado di reggere azioni orizzontali fino a 1.5 volte il peso proprio della parete in calcestruzzo. Ciò significa che le pareti sono in grado di sopportare accelerazioni fuori dal piano fino ad 1.5 g. Questi valori di accelerazione sono ampiamente superiori a quelli che possono svilupparsi (anche ai piani più alti) in costruzioni realizzate anche nelle zone Europee a più elevata sismicità.

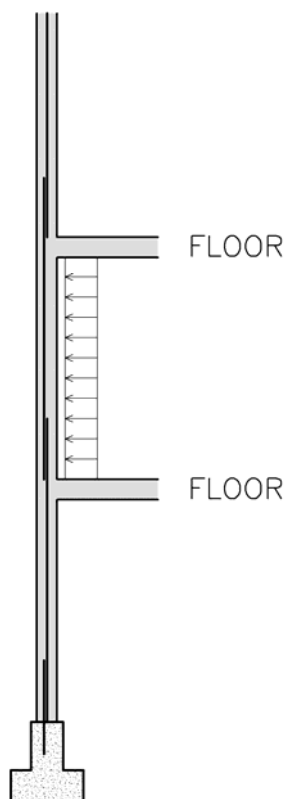


Figura 8.4 Azioni flettenti applicate fuori dal piano delle pareti

8.3.5 Principio di equivalenza

Tutti i confronti fra le caratteristiche sperimentali dei pannelli realizzati secondo il metodo costruttivo studiato e le corrispondenti previsioni teoriche ottenute per il continuo equivalente hanno mostrato come il “*principio di equivalenza*” sia in grado di cogliere il comportamento meccanico dei pannelli in esame (sia sotto carichi monotoni che ciclici) con valutazioni, nella maggior parte dei casi, conservative (si veda il capitolo 7).

Pertanto, le caratteristiche meccaniche dei manufatti in calcestruzzo (“*concrete formations*”) ottenuti mediante il sistema costruttivo studiato sperimentalmente possono essere considerate equivalenti a quelle di un pannello esteso in conglomerato cementizio debolmente armato (“equivalent LLRC Wall”).

In dettaglio, si può suggerire in via cautelativa di considerare i manufatti realizzati con blocchi – cassero come setti estesi in conglomerato cementizio (debolmente armato – LLRW) di ugual percentuale geometrica di armatura, di spessore pari a b_{eff} ($=0.7b$, dove b è lo spessore dei pannelli realizzati con i blocchi cassero) e di modulo elastico pari a E_{eff} ($=0.7E_c$, dove E_c è il modulo elastico del calcestruzzo utilizzato per la realizzazione dei pannelli).

Bibliografia

- [1] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [2] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
-

Capitolo 9

La metodologia *Direct-Displacement Based Design* applicata alle strutture a pareti portanti in c.a. studiate

Sommario

In questo capitolo si applicano i principi del Displacement Based Design alle strutture a pareti portanti in c.a. In particolare, verrà effettuata la progettazione di una struttura, appartenente alla tipologia costruttiva messa a punto nel corso del presente lavoro di ricerca, descrivendo nel dettaglio tutti gli step previsti dalla metodologia e le scelte progettuali adottate. Infine, vengono tratte le opportune considerazioni conclusive.

Summary

In this chapter the Direct Displacement Based Design methodology is applied to a shear-walls structure. In detail, the design of a structure belonging to the constructive system studied in the present research work, will be carried out. Following sections describe every steps of the methodology and the design choices adopted. Then, some conclusive consideration about the results obtained, are made.

9.1 Note introduttive

In questo capitolo verrà effettuata la progettazione mediante la metodologia DDBD (*Direct Displacement Based Design*) di una struttura a pareti portanti in c.a., seguendo gli step descritti nelle recenti pubblicazioni di Priestley et al [1] e Sullivan et al [2].

In particolare, l'obiettivo è quello di affrontare il problema della progettazione sismica con approccio agli spostamenti di una porzione di edificio multipiano nel quale la resistenza alle azioni orizzontali viene affidata a diversi setti in c.a. disposti in serie e, successivamente,

di effettuare un confronto dei risultati ottenuti con le indicazioni progettuali tratte a seguito del lavoro di ricerca portato a termine e illustrato nei capitoli precedenti della presente Tesi.

9.2 Descrizione generale della struttura

La struttura presa in esame è quella illustrata nella figura 1, costituita da 3 pareti in c.a., di differenti dimensioni, collegate fra loro ad ogni livello di piano (6 in tutto) da travi sufficientemente snelle da poter essere considerate infinitamente deformabili rispetto alle pareti stesse. Di conseguenza, lo schema statico che è possibile considerare per ogni parete è quello di una mensola incastrata alla base e caricata, in corrispondenza di ogni piano, dai carichi gravitazionali oltre che dalle forze di inerzia provocate dall'azione sismica di progetto.

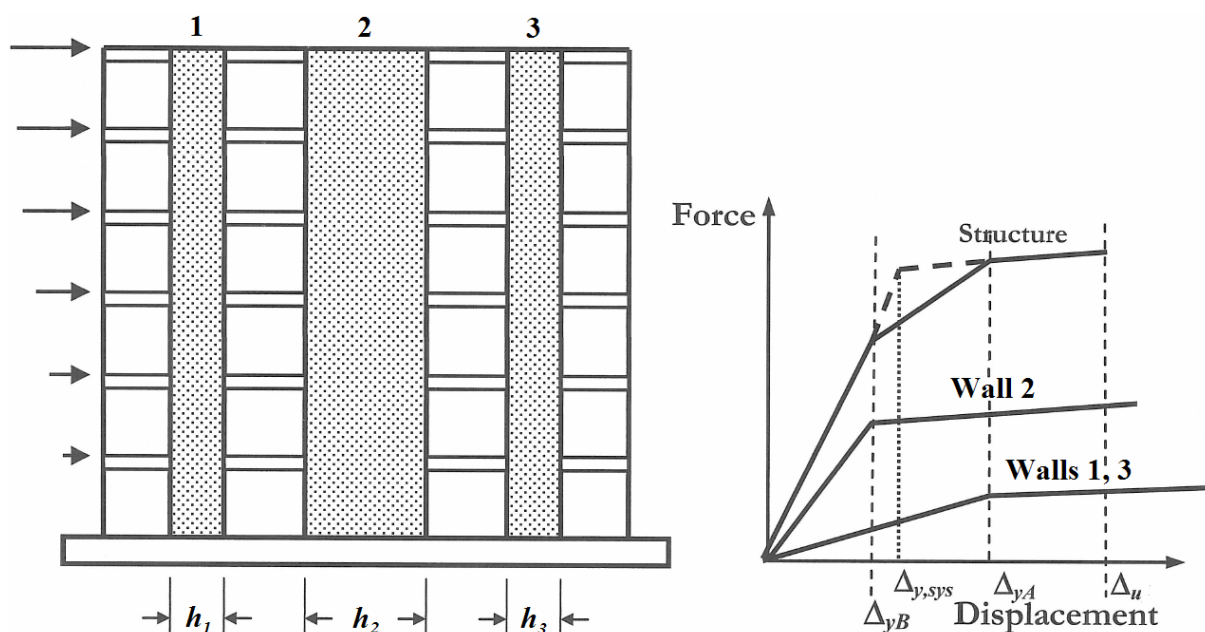


Figura 9.1 Struttura a 6 piani, costituita da 3 pareti in c.a. disposte in serie, della quale si effettua la progettazione sismica utilizzando la metodologia DDBD.

Le pareti n. 1 e n. 3 hanno lunghezza $h_1 = h_3 = 3$ m, mentre quella centrale, maggiormente rigida, ha una lunghezza $h_2 = 5$ m.

Si prevede di realizzare le suddette pareti utilizzando una tecnologia costruttiva analoga a quella messa a punto e provata sperimentalmente nel corso della presente Tesi. Quindi, la prima scelta progettuale che viene imposta è di armare le 3 pareti mediante armatura verticale

diffusa, fissando il diametro delle barre longitudinali utilizzate in 12 mm. L'armatura è prevista centralmente alla parete, senza alcun effetto di confinamento.

Le due tabelle seguenti mostrano le caratteristiche della struttura in esame e le scelte progettuali effettuate (relativamente ai materiali, livelli prestazionali, ecc). Per semplicità, si considerano pareti di uguale spessore, b_{eff} , pari a 20 cm, lungo tutta l'altezza. I carichi verticali, uguali a tutti i piani, sono relativi a quelli usualmente utilizzati nei normali solai delle abitazioni di tipo civile. Data l'entità dei carichi in gioco, si prevede di realizzare le pareti in getto pieno, ossia senza i fori diffusi dovuti alla presenza dei blocchi cassero.

Tabella 9.1 Carichi gravitazionali considerati e tasso di lavoro a sforzo assiale delle pareti.

Piano	Carico/m Q [kN/m]	L edificio [m]	N $\sum(Q \cdot L)$ [kN]	b [cm]	$\sum h$ [cm]	σ_N [Mpa]	Tasso di lavoro del cls [%]
6	25	24	600	20	1100	0.3	0.008
5	25	24	1200	20	1100	0.5	0.017
4	25	24	1800	20	1100	0.8	0.025
3	25	24	2400	20	1100	1.1	0.034
2	25	24	3000	20	1100	1.4	0.042
1	25	24	3600	20	1100	1.6	0.051

La resistenza cilindrica del calcestruzzo è pari a 25 Mpa. La resistenza media considerata nella progettazione viene aumentata del 30%, come suggerito dalla procedura. Allo stesso modo, per l'acciaio di armatura si considera una resistenza pari a quella caratteristica incrementata del 10%. La dilatazione ultima dell'acciaio è determinata così come già descritto nel paragrafo 3.2.8.

Tabella 9.2 Caratteristiche dei materiali adottati.

Caratteristiche dei materiali adottati		Drift di progetto	$\varepsilon_{su,m}$
$f_{ce} = 1.3 \cdot f_{ck}$ [Mpa]	$f_{ye} = 1.1 \cdot f_{yk}$ [Mpa]		
32.37	484.00	0.025	0.044

9.3 Intensità sismica e criteri prestazionali di progetto

Lo spettro di risposta di progetto utilizzato è rappresentato nella figura seguente. Dato il fine solamente applicativo di questo esempio, si considera arbitrariamente uno spettro elastico (smorzato al 5%) caratterizzato da un *Corner Period* $T_e = 4$ s e da un *Corner Displacement* pari a 0.75 m, relativi ad un sito contraddistinto da una sismicità piuttosto elevata ($PGA = 0.6$ g). La riduzione dello spostamento a causa dello smorzamento viene determinata in conformità a quanto suggerito nell'Eurocodice 8 attualmente in vigore, che riporta l'equazione seguente:

$$\eta_{\xi} = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5} \quad (9.1)$$

Il drift interpiano limite considerato, correlato ad un livello di prestazione sismica “*Life Safe*”, è fissato pari al 2.5%. In particolare, tale limite viene comunemente utilizzato per controllare il danno agli elementi non strutturali.

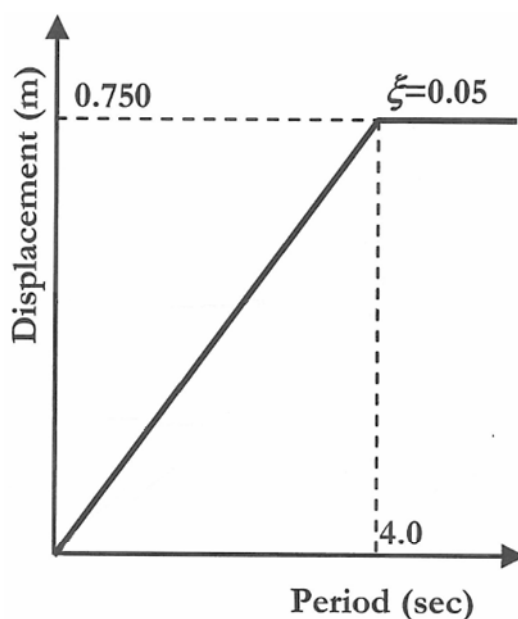


Figura 9.2 Spettro degli spostamenti di progetto.

9.4 Schematizzazione in un sistema a un grado di libertà equivalente

Per prima cosa, è necessario calcolare lo spostamento ultimo delle pareti, per verificare se sia questo a governare la progettazione o se sia invece il danno agli elementi non strutturali.

Pareti $h = 3$ m

Lunghezza di “strain penetration” (vedi paragrafo 3.4.5.2):

$$\ell_{sp} = 0.022 d_b f_{y[MPa]} = 0.022 \cdot 12 \cdot 484 = 128 \text{ mm} = 0.128 \text{ m}$$

Altezza effettiva (stimata):

$$H_e \approx 0.75 \cdot \ell_n = 0.75 \cdot 19.2 = 14.4 \text{ m}$$

Lunghezza della cerniera plastica (vedi paragrafo 3.4.5.2):

$$\ell_p = k \cdot H_e + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.05 \cdot 14.4 + 0.1 \cdot 3 + 0.128 = 1.148 \text{ m}$$

Curvatura di snervamento (vedi paragrafo 3.4.5.3):

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_y}{E_y \cdot h} = 2 \frac{484}{210000 \cdot 3} = 2 \frac{0.00230}{3} = 1.5365 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Drift di snervamento in sommità:

Considerando uno schema statico a mensola e un diagramma triangolare delle curvature (con valore massimo alla base pari a ϕ_y), il drift massimo risulta essere in sommità e vale:

$$\mathcal{G}_{yn} = \phi_y (\ell_n + \ell_{sp}) / 2 = \varepsilon_y (\ell_n + \ell_{sp}) / h = 0.00230 (19.2 + 0.128) / 3 = 0.01485 \text{ rad}$$

Massima rotazione plastica alla base (vedi paragrafo 3.4.5.3)

$$\mathcal{G}_p = (\phi_u - \phi_y) \ell_p = \left(\frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} - \phi_y \right) \ell_p = \left(\frac{0.088}{0.95 \cdot 3} - 1.5365 \cdot 10^{-3} \right) 1.148 = 0.03368 \text{ rad}$$

Drift ultimo (in sommità):

$$\mathcal{G}_n = \mathcal{G}_{yn} + \mathcal{G}_p = 0.01485 + 0.03368 = 0.04853 \text{ rad} > 0.025$$

Risultando il drift ultimo della parete superiore al drift limite prefissato, imponiamo:

$$\mathcal{G}_n = \mathcal{G}_{yn} + \mathcal{G}_p = 0.025 \text{ rad}$$

Massima rotazione plastica richiesta (alla base):

$$\mathcal{G}_p = \mathcal{G}_n - \mathcal{G}_{yn} = 0.025 - 0.01485 = 0.01015 \text{ rad}$$

Spostamento di snervamento in sommità (vedi paragrafo 3.4.5.3):

$$\Delta_y = \frac{\phi_y}{3} (\ell_n + \ell_{sp})^2 = \frac{1.5365 \cdot 10^{-3}}{3} (19.2 + 0.128)^2 = 0.191 \text{ m}$$

Spostamento ultimo in sommità:

$$\Delta_u = \Delta_y + \mathcal{G}_p \cdot \ell_n = 0.191 + 0.01015 \cdot 19.2 = 0.386 \text{ m}$$

Parete $h = 5 \text{ m}$

Lunghezza di “strain penetration”: $\ell_{sp} = 0.128 \text{ m}$

Altezza effettiva (stimata): $H_e \simeq 14.4 \text{ m}$

Lunghezza della cerniera plastica (vedi paragrafo 3.4.5.2):

$$\ell_p = k \cdot H_e + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.05 \cdot 14.4 + 0.1 \cdot 5 + 0.128 = 1.348 \text{ m}$$

Curvatura di snervamento (vedi paragrafo 3.4.5.3):

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_y}{E_y \cdot h} = 2 \frac{484}{210000 \cdot 5} = 2 \frac{0.00230}{5} = 9.219 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

Drift di snervamento in sommità:

Considerando uno schema statico a mensola e un diagramma triangolare delle curvature (con valore massimo alla base pari a ϕ_y), il drift massimo risulta essere in sommità e vale:

$$\mathcal{G}_{yn} = \phi_y (\ell_n + \ell_{sp}) / 2 = \varepsilon_y (\ell_n + \ell_{sp}) / h = 0.00230 (19.2 + 0.128) / 5 = 8.9092 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Massima rotazione plastica alla base (vedi paragrafo 3.4.5.3):

$$\mathcal{G}_p = (\phi_u - \phi_y) \ell_p = \left(\frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} - \phi_y \right) \ell_p = \left(\frac{0.088}{0.95 \cdot 5} - 9.219 \cdot 10^{-4} \right) 1.348 = 0.02373 \text{ rad}$$

Drift ultimo (in sommità):

$$\mathcal{G}_n = \mathcal{G}_{yn} + \mathcal{G}_p = 8.9092 \cdot 10^{-3} + 0.02373 = 0.03264 \text{ rad} > 0.025$$

Risultando il drift ultimo della parete superiore al drift limite prefissato, imponiamo:

$$\mathcal{G}_n = \mathcal{G}_{yn} + \mathcal{G}_p = 0.025 \text{ rad}$$

Massima rotazione plastica richiesta (alla base):

$$\mathcal{G}_p = \mathcal{G}_n - \mathcal{G}_{yn} = 0.025 - 8.9092 \cdot 10^{-3} = 0.01609 \text{ rad}$$

Spostamento di snervamento in sommità (vedi paragrafo 3.4.5.3):

$$\Delta_y = \frac{\phi_y}{3} (\ell_n + \ell_{sp})^2 = \frac{9.219 \cdot 10^{-4}}{3} (19.2 + 0.128)^2 = 0.115 \text{ m}$$

Spostamento ultimo in sommità:

$$\Delta_u = \Delta_y + \mathcal{G}_p \cdot \ell_n = 0.115 + 0.01609 \cdot 19.2 = 0.424 \text{ m}$$

Nei calcoli sopra riportati, si sono considerate singolarmente le pareti in c.a. che compongono la struttura in esame. A partire dalle scelte progettuali fatte all'inizio, dopo aver constatato che a gravare maggiormente sull'esito della progettazione è il danno agli elementi

non strutturali (considerato adottando un limite di drift interpiano pari al 2.5%), si sono determinati i valori massimi consentiti delle deformazioni e degli spostamenti. A questo punto è possibile determinare “the critical wall”, ossia si stabilisce come spostamento limite di progetto dell’intera struttura quello del pannello per il quale, a parità di drift limite, si è ottenuto il minore spostamento in sommità. Nel caso in esame, le pareti critiche risultano essere quelle di lunghezza pari a 3 m (n. 1, 3), sebbene abbiano una capacità di spostamento notevolmente superiore a quella della parete con $h = 5$ m (n. 2).

La tabella 9.3 riporta le masse di piano e i profili di spostamento adottati per l’intera struttura, oltre alle grandezze necessarie per il successivo calcolo delle caratteristiche della struttura ad un grado di libertà equivalente.

Tabella 9.3 Progettazione di una struttura a pannelli portanti in c.a.: altezze dei livelli di piano, masse, profili di spostamento.

Piano	Altezza ℓ_i [m]	m_i [t]	$\Delta_{y,i}$ [m]	Δ_i [m]	$m_i \cdot \Delta_i$ [t m]	$m_i \cdot \Delta_i^2$ [t m ²]	$m_i \cdot \Delta_i \cdot \ell_i$ [t m ²]
6	19.2	61	0.191	0.386	23.63	9.13	453.70
5	16.0	61	0.144	0.307	18.76	5.75	300.19
4	12.8	61	0.100	0.230	14.05	3.23	179.89
3	9.6	61	0.061	0.158	9.66	1.53	92.77
2	6.4	61	0.029	0.094	5.75	0.54	36.81
1	3.2	61	0.008	0.041	2.48	0.10	7.93
0	0.0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
		367			74.34	20.28	1071.30

Il profilo degli spostamenti allo snervamento della struttura (quarta colonna) è ottenuto per integrazione delle rotazioni, secondo l’eq. 6.5 riportata in Priestley et al, di seguito riproposta. La parete di riferimento è quella critica (n. 1, 3), per la quale si è già calcolata la curvatura di snervamento $\phi_y = 1.5365 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$.

$$\Delta_{y,i} = \int_0^{\ell_i} \phi_h (\ell_i - h) \cdot dh = \int_0^{\ell_i} \phi_y \frac{\ell_n - h}{\ell_n} (\ell_i - h) \cdot dh = [\dots] = \frac{\phi_y}{2} \ell_i^2 \left(1 - \frac{\ell_i}{3\ell_n} \right) \quad (9.2)$$

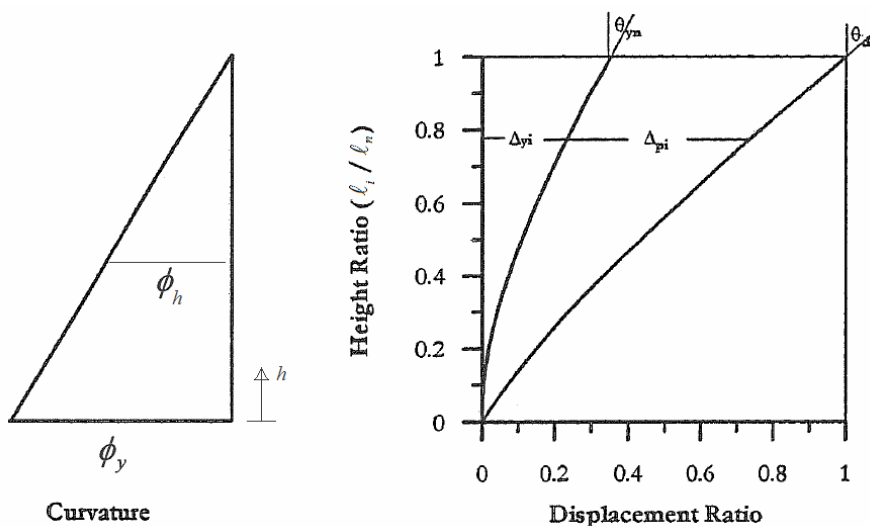


Figura 9.3 Curvature e profilo degli spostamenti di progetto.

Il profilo degli spostamenti di progetto è calcolato mediante la seguente espressione:

$$\Delta_i = \Delta_{y,i} + \mathcal{G}_p \cdot \ell_i \quad (9.3)$$

dove $\mathcal{G}_p = 0.01015$ rad è la rotazione plastica alla base, con riferimento alla parete critica.

Di seguito vengono determinate le caratteristiche della struttura ad un grado di libertà equivalente. Lo spostamento di progetto vale (Priestley et al, eq. 3.26):

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) = 20.28 / 74.34 = 0.273 \text{ m} \quad (9.4)$$

La massa e l'altezza equivalente:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d = 74.34 / 0.273 = 272.5 \text{ t} \quad (9.5)$$

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) = 1071.30 / 74.34 = 14.41 \text{ m} \quad (9.6)$$

Gli spostamenti di snervamento della struttura ad un grado di libertà equivalente sono differenti a seconda che si considerino le pareti n. 1, 2 o 3:

$$\Delta_{y,n.1,n.3} = \frac{\phi_y}{2} H_e^2 \left(1 - \frac{H_e}{3\ell_n} \right) = \frac{1.5365 \cdot 10^{-3}}{2} 14.41^2 \left(1 - \frac{14.41}{3 \cdot 19.2} \right) = 0.120 \text{ m} \quad (9.7)$$

$$\Delta_{y,n.2} = \frac{\phi_y}{2} H_e^2 \left(1 - \frac{H_e}{3\ell_n} \right) = \frac{9.219 \cdot 10^{-4}}{2} 14.41^2 \left(1 - \frac{14.41}{3 \cdot 19.2} \right) = 0.072 \text{ m} \quad (9.8)$$

La duttilità richiesta alle singole pareti è:

$$\mu_{n.1,n.3} = \Delta_d / \Delta_{y,n.1,n.3} = 0.273 / 0.120 = 2.28 \quad (9.9)$$

$$\mu_{n.2} = \Delta_d / \Delta_{y,n.2} = 0.273 / 0.072 = 3.80 \quad (9.10)$$

Lo smorzamento viscoso equivalente delle singole pareti, calcolato secondo l'eq. 3.17a riportata in Priestley et al, vale:

$$\xi_{eq,n.1,n.3} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{2.28 - 1}{\pi \cdot 2.28} \right) = 0.129 \quad (9.11)$$

$$\xi_{eq,n.2} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.80 - 1}{\pi \cdot 3.80} \right) = 0.154 \quad (9.12)$$

Lo smorzamento viscoso del sistema, utilizzato per calcolare il periodo equivalente, è una media degli smorzamenti delle singole pareti, pesata in proporzione al taglio alla base V_j delle singole pareti. All'inizio della progettazione è stato deciso di armare le pareti con la medesima percentuale geometrica di armatura $\rho = A_{s,j} / (b \cdot h_j)$. Di conseguenza, il taglio alla base sopportato dalle singole pareti sarà proporzionale a h_j^2 . Infatti:

$$V_j = \frac{M_j}{H_e} \quad (9.13)$$

, dove, a meno di una costante C:

$$M_j = C \cdot f_{ye} \cdot A_{s,j} \cdot h_j = C \cdot f_{ye} \cdot \rho \cdot b \cdot h_j^2$$

Quindi, osservando che f_{ye} , ρ , b , H_e assumono valori costanti al variare della j-esima parete, si ha:

$$V_j = \frac{M_j}{H_e} = \frac{C \cdot f_{ye} \cdot \rho \cdot b \cdot h_j^2}{H_e} \propto h_j^2$$

Pertanto, lo smorzamento viscoso equivalente del sistema vale:

$$\begin{aligned} \xi_{eq} &= \frac{\sum_{j=1}^3 (V_j \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^3 (V_j)} = \frac{\sum_{j=1}^3 (h_j^2 \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^3 (h_j^2)} = \frac{\sum_{j=1}^3 (h_j^2 \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^3 (h_j^2)} = \\ &= (3^2 \cdot 0.129 + 5^2 \cdot 0.154 + 3^2 \cdot 0.129) / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 0.140 \end{aligned} \quad (9.14)$$

9.5 Taglio totale alla base e resistenza di progetto delle cerniere plastiche

Una volta determinati lo spostamento di progetto e lo smorzamento viscoso equivalente del sistema, è possibile ottenere il valore del periodo equivalente, relativamente allo spettro degli spostamenti mostrato nella figura seguente.

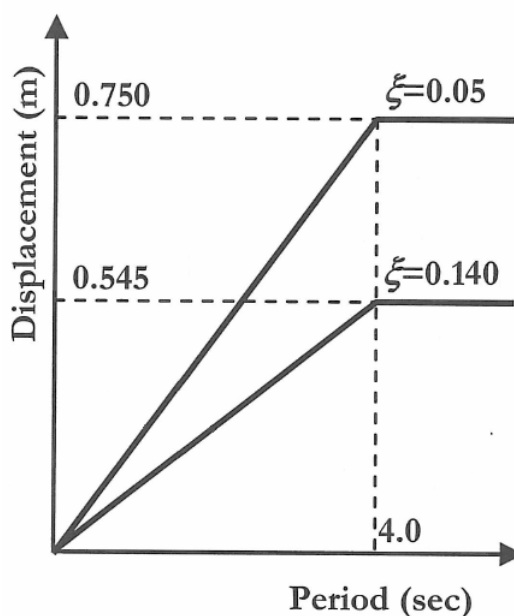


Figura 9.4 Spettro degli spostamenti di progetto.

Come si può notare dalla figura, ξ_{eq} produce lo smorzamento dello spettro elastico, il quale consiste essenzialmente nella riduzione del corner displacement $\Delta_{C,0.05}$ come segue:

$$\Delta_{C,\xi} = \eta_{\xi} \cdot \Delta_{C,0.05} = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5} \cdot \Delta_{C,0.05} = \left(\frac{0.10}{0.05 + 0.140} \right)^{0.5} \cdot 0.750 = 0.545 \text{ m} \quad (9.15)$$

Dato che il punto di funzionamento della struttura cade nella parte lineare dello spettro, il periodo equivalente T_e può essere ottenuto mediante una semplice proporzione:

$$T_e = \frac{T_C}{\Delta_{C,\xi}} \Delta_d = \frac{4}{0.545} 0.273 = 2.004 \text{ s} \quad (9.16)$$

Sapendo che $T_e = 2\pi\sqrt{m_e/K_e}$, è facile determinare la rigidezza effettiva K_e del sistema ed il taglio totale alla base V_{base} :

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 = 4\pi^2 \cdot 272.5 / 2.004^2 = 2680 \text{ kN/m} \quad (9.17)$$

$$V_{base} = K_e \Delta_d = 2680 \cdot 0.273 = 731.0 \text{ kN} \quad (9.18)$$

Gli effetti $P-\Delta$ vengono inclusi aggiungendo al taglio alla base così determinato il contributo $0.5 \cdot P \cdot \Delta_d / H_e$, valido per le strutture in c.a. (P rappresenta il peso della struttura, dato dal prodotto della massa equivalente per l'accelerazione di gravità g). Il caso in esame rientra all'interno del range per cui il contributo dell'effetto $P-\Delta$ può essere ritenuto trascurabile.

Il taglio alla base così determinato va poi distribuito ai vari livelli di piano in proporzione al prodotto delle masse per gli spostamenti di piano. Dato lo scopo solamente illustrativo del presente esempio, è sufficiente concentrarsi sul dimensionamento delle armature nella cerniera plastica di base delle pareti. Quindi, calcoliamo direttamente il momento ribaltante totale (“*Overtuning Moment, OTM*”):

$$M_{OTM} = V_{base} \cdot H_e = 731.0 \cdot 14.41 = 10534.6 \text{ kNm} \quad (9.19)$$

La tabella 9.4 riassume i principali parametri di progetto della struttura, sopra determinati, relativamente alla prima fase della procedura fino alla identificazione del taglio totale alla base e del momento ribaltante.

Tabella 9.4 Valori di progetto ottenuti per la struttura a pannelli portanti in c.a. in esame, dal drift limite interpiano adottato fino al taglio alla base e al momento ribaltante, necessari per la progettazione delle armature nelle cerniere plastiche.

Drift limite	ℓ_n [m]	m_e [t]	H_e [m]	Δ_d [m]	$\mu_1 = \mu_3$	μ_2	ξ_{eq} [%]	T_e [s]	V_{base} [kN]	M_{OTM} [kNm]
0.025	19.2	272.5	14.41	0.273	2.28	3.80	14.0	2.00	731.0	10534.6

Sulla base dell'ipotesi iniziale di avere considerato infinitamente deformabili le travi di collegamento tra le pareti, può essere considerata trascurabile la variazione di sforzo normale nelle pareti n. 1 e n. 3 (ossia, ogni parete si comporta come una mensola e non come parte di un telaio). Pertanto, l'intero momento ribaltante verrà affidato alla resistenza delle singole sezioni di base delle pareti stesse. In ognuna delle 3 pareti, nella sezione di base, si hanno le seguenti resistenze di progetto:

$$\begin{aligned}
 V_{b,1} &= V_{base} \cdot h_1^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 731.0 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 153.0 \text{ kN} \\
 V_{b,2} &= V_{base} \cdot h_2^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 731.0 \cdot 5^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 425.0 \text{ kN} \\
 V_{b,3} &= V_{base} \cdot h_3^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 731.0 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 153.0 \text{ kN} \\
 M_{b,1} &= M_{OTM} \cdot h_1^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 2204.9 \text{ kNm} \\
 M_{b,2} &= M_{OTM} \cdot h_2^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 5^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 6124.8 \text{ kNm} \\
 M_{b,3} &= M_{OTM} \cdot h_3^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 2204.9 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{9.20}$$

$$\begin{aligned}
 M_{b,1} &= M_{OTM} \cdot h_1^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 2204.9 \text{ kNm} \\
 M_{b,2} &= M_{OTM} \cdot h_2^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 5^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 6124.8 \text{ kNm} \\
 M_{b,3} &= M_{OTM} \cdot h_3^2 / \sum_{j=1}^3 (h_j^2) = 10534.6 \cdot 3^2 / (3^2 + 5^2 + 3^2) = 2204.9 \text{ kNm}
 \end{aligned} \tag{9.21}$$

Con le espressioni sopra riportate si sono ottenuti i valori di taglio e momento resistente alla base delle pareti della struttura in esame, in seguito ad un drift interpiano limite di progetto pari al 2.5 %. I momenti $M_{b,1}$, $M_{b,2}$, $M_{b,3}$, sono i momenti di progetto delle rispettive cerniere plastiche di base. I tagli $V_{b,1}$, $V_{b,2}$, $V_{b,3}$, sono i tagli alla base di calcolo delle rispettive cerniere plastiche, da amplificare secondo i principi del Capacity Design. Anche la resistenza a taglio e flessione lungo l'altezza dell'edificio va progettata con

riferimento ai criteri del Capacity design e tenendo conto dell'amplificazione dinamica conseguente agli effetti dei modi di vibrazione superiori.

Come da ipotesi iniziale, ogni parete dovrà avere il medesimo rapporto geometrico di armatura verticale. Inoltre, tale armatura sarà diffusa nella sezione a passo costante e utilizzando barre di diametro pari a 12 mm .

La resistenza a flessione richiesta viene raggiunta disponendo le barre $\phi 12$ ad un passo di 25 cm. Le due figure seguenti rappresentano rispettivamente le curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale delle pareti n. 1, n. 2, n. 3, così come le tre coppie $(N_{b,1}, M_{b,1})$, $(N_{b,2}, M_{b,2})$, $(N_{b,3}, M_{b,3})$. Come si può notare, le coppie sono prossime al confine dei corrispondenti domini di rottura calcolati. Tutti i calcoli effettuati per l'identificazione delle curve limite di rottura Momento flettente/Sforzo assiale tengono conto dell'esatta posizione e del reale tasso di lavoro delle barre di armatura, considerando anche i ferri in zona compressa, così come ottenibili dagli sviluppi analitici riportati nel capitolo 3.

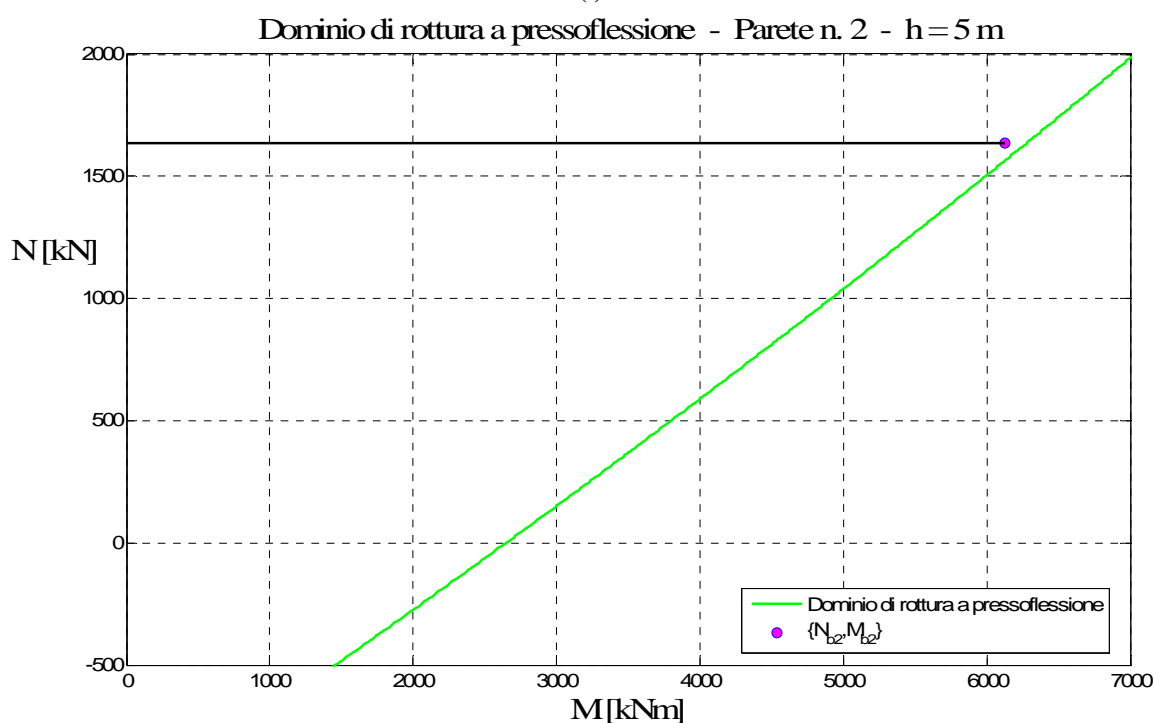
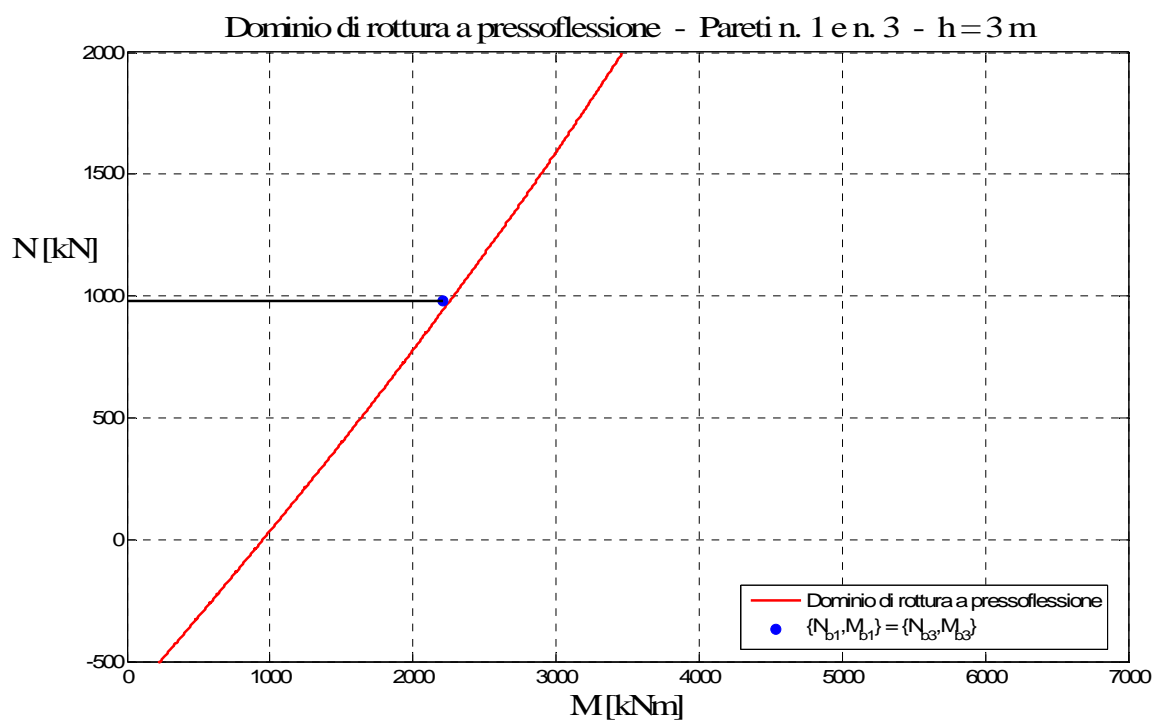


Figura 9.5 Dominio di rottura a pressoflessione (i) per le pareti n. 1 e n. 3 e (ii) per la parete n. 2, con le rispettive coppie $\{N, M\}$ relative alla resistenza delle cerniere plastiche alla base.

9.6 Osservazioni conclusive

In questo capitolo si è effettuata la progettazione di una struttura a pannelli portanti in c.a. del tipo appartenente alla tipologia costruttiva messa a punto nel corso del presente lavoro di ricerca, secondo un approccio progettuale basato sugli spostamenti (*“Displacement Based Design”*).

I risultati ottenuti in seguito all’applicazione di questa metodologia (al momento non recepita a livello normativo) mostrano che, adottando per scelta progettuale

- una struttura composta da pareti con armatura diffusa,
- un valore dello sforzo assiale alla base, mantenuto intorno a 1.6 N/mm^2 , inferiore alla limitazione autoimposta per ottenere rottura duttile con “strappamento” dell’acciaio teso (secondo tale limitazione, ottenuta secondo l’equazione (8.1), si otterrebbe infatti:

$$\sigma_{\text{lim}}^* = (0.30 f_{ck} + 2 \cdot \sigma_{\text{ductile}}) / 3 = (0.30 \cdot 25 + 2 \cdot 0.3) / 3 = 2.7 \text{ N/mm}^2),$$

si ottengono pareti in conglomerato cementizio debolmente armato di resistenza e rigidezza conformi ai criteri prestazionali di progetto.

Ciò dimostra

- l’efficacia sismica degli elementi strutturali messi a punto e studiati, e
 - che è possibile ottenere strutture aventi caratteristiche in accordo con le conclusioni tratte dal presente lavoro di ricerca utilizzando una delle più avanzate metodologie di progettazione oggi disponibili.
-

Bibliografia

- [1] Priestley M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M.J. “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, IUSS Press, Pavia, 2007.
 - [2] Sullivan T.J., Priestley M.J.N. and Calvi G.M. “*Seismic design of frame wall structures*” ROSE Research Report 2006/02, IUSS Press, Pavia, 2006.
 - [3] Gasparini G., Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. and Malavolta D. “*Results of pseudo-static tests with cyclic horizontal load on R.C. panels made with wood-concrete caisson blocks*”, Proceedings of the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
 - [4] Benedetti A., Landi L. and Malavolta D. “*On the design and evaluation of seismic response of RC buildings according to Direct Displacement-Based Design approach*”, Proceedings of the The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
 - [5] Eurocode 8. “*Design of Structures for Earthquake Resistance*”. CEN, Brussels, 2003.
 - [6] D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (Supplemento Ordinario della G.U. n. 29 del 4.02.2008).
 - [7] Paulay T. and Priestley M.J.N. “*Seismic design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, John Wiley & Sons, 1992.
 - [8] Priestley, M.J.N. “*Performance based seismic design*”. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 2831, Auckland, 2000.
 - [9] Priestley, M.J.N.. “*Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*”. IUSS Press, Pavia, Italy (www.iusspress.it), 2003.
-

Capitolo 10

Conclusioni

Sommario

Le conclusioni riportate in questo capitolo (i) ripercorrono velocemente le analisi condotte, (ii) riassumono i risultati ottenuti e (iii) propongono possibili sviluppi futuri per i temi di ricerca trattati in questa Tesi di dottorato.

Il risultato fondamentale della Tesi consiste nell'aver ottenuto un sistema strutturale caratterizzato da elevate prestazioni sismiche e nell'averlo studiato sia analiticamente che sperimentalmente fino a pervenire alla messa a punto di strumenti applicativi (compatibili con le vigenti normative) utili allo scopo di effettuare una corretta progettazione sismica di dette strutture.

Summary

The conclusions reported in this chapter (i) trace quickly the researches carried out, (ii) summarise the results obtained and (iii) propose possible future developments for the research topics treated in this Thesis.

The fundamental result of the Thesis resides in the structural system obtained, characterized by high seismic performances. The analytical and experimental studies performed, have allowed to obtain applicative suggestions (in accord with the Italian and European seismic codes) on the correct seismic design of the structures object of the research work.

10.1 Sintesi delle ricerche condotte

Al fine di pervenire a strumenti progettuali applicati alle strutture studiate, l'attività di ricerca qui presentata si è sviluppata attraverso:

- l'identificazione delle caratteristiche meccaniche di strutture a pareti portanti in conglomerato cementizio armato. Ciò è stato ottenuto mediante lo sviluppo di strumenti analitico – applicativi allo scopo di determinare:
-

- a) i requisiti meccanici delle strutture studiate (e dei materiali che le costituiscono) necessari per imporre un meccanismo ottimizzato di “*collasso*” sotto azioni cicliche orizzontali nel piano (rottura di tipo duttile per “*strappamento*” delle barre di armatura e senza schiacciamento del calcestruzzo),
 - b) le capacità meccaniche (in termini di rigidezza, resistenza e duttilità) di tali pareti in c.a. (caratterizzate da una armatura diffusa e basse percentuali di armatura), mediante lo sviluppo (messa a punto) di specifiche formulazioni analitiche;
- la progettazione, supervisione ed interpretazione di una estesa campagna di prove sperimentali eseguita su pareti portanti in scala reale in conglomerato cementizio debolmente armato, condotta presso il Laboratorio del Centro Sismico Europeo EUCENTRE di Pavia, al fine di verificarne il comportamento sotto carichi ciclici orizzontali;
 - la messa a punto di strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative) per la progettazione sismica di tali strutture; in dettaglio si è effettuato lo sviluppo di
 - a) semplici indicazioni (regole) progettuali relativamente alle strutture a pareti in c.a. al fine di ottenere le caratteristiche prestazionali volute,
 - b) un esempio applicativo di progettazione di una struttura a pareti in c.a. mediante un approccio di tipo “*Displacement-Based Design*”.

10.2 Sintesi dei risultati ottenuti

L'attività di ricerca sviluppata ha portato:

- alla messa a punto di un sistema strutturale a pareti portanti in c.a. in grado di massimizzare le prestazioni sismiche, sia in termini di resistenza che di duttilità. In dettaglio, i risultati ottenuti dalla sperimentazione effettuata hanno evidenziato come tutti gli elementi provati:
-

- a) abbiano raggiunto resistenze elevatissime (valori di carico orizzontale di snervamento sempre paragonabili o addirittura superiori ai carichi verticali di prova);
- b) non abbiano manifestato meccanismi di rottura fragile di tipo tagliente;
- c) non abbiano mai raggiunto il collasso, mostrando sempre una residua capacità portante nei confronti dei carichi verticali anche a fronte di deformazioni orizzontali corrispondenti a richieste di duttilità cinematica pari a 8 – 12;

La normativa italiana (D.M. 14/01/08) ed europea (Eurocodici) è orientata a trattare con molta prudenza le strutture in conglomerato cementizio debolmente armato, quali quelle oggetto del presente lavoro di ricerca. I risultati ottenuti a seguito della campagna di prove sperimentali effettuata, identificata dal punto di vista analitico mediante l'interpretazione – confronto, consentono di suggerire di utilizzare, per il sistema costruttivo studiato, fattori di riduzione delle forze (coefficiente di struttura “ q ”) certamente non inferiori a quelli previsti per le costruzioni a pareti portanti in conglomerato cementizio di tipo “*regolare*”. Ciò è garantito dalle elevatissime prestazioni riscontrate in termini di duttilità cinematica (compresa entro valori pari a 8 – 12) e di smorzamento equivalente (compreso fra il 3 % ed il 15 % al variare dello stato di sollecitazione applicato).

- Allo sviluppo di formulazioni analitiche in grado di cogliere il comportamento, ottenuto sperimentalmente, degli elementi progettati, con un ottimo grado di attendibilità (nello spirito di una “*engineering accuracy*”) e risultati in ogni caso a favore di sicurezza (secondo un'ottica progettuale).
 - Alla identificazione di strumenti applicativi (congruenti e compatibili con le vigenti normative) per la progettazione sismica di strutture a pareti portanti in c.a. appartenenti al sistema strutturale studiato. Tali indicazioni (regole) progettuali sono state ottenute a partire da una specifica impostazione delle formulazioni analitiche precedentemente sviluppate e validate attraverso la campagna di prove sperimentali effettuata.
-

10.3. Sviluppi futuri

Numerose sono le tematiche affrontate nel presente lavoro di ricerca che potrebbero essere oggetto di affinamenti. Stanti i tre principali argomenti affrontati (*parte I*: lo sviluppo – specializzazione di formulazioni analitiche, *parte II*: l'esecuzione di prove sperimentali, *parte III*: la identificazione di strumenti applicativi di tipo progettuale), le potenzialità maggiori possono essere identificate nei seguenti aspetti:

1. modellazione del contributo offerto dalle architravi sopra porte e finestre, trascurato nella presente ricerca perché non spendibile in un contesto progettuale (con le norme attualmente vigenti);
 2. ulteriore semplificazione delle formulazioni analitiche sviluppate, nell'ottica di ottenere strumenti di predizione della resistenza a pressoflessione delle strutture studiate ugualmente attendibili (nello spirito di una “*engineering accuracy*”).
-